Comisión Nacional del Agua

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

ALCANTARILLADO SANITARIO

Diciembre de 2007

www.cna.gob.mx

Regresar

ADVERTENCIA

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Edición 2007
ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000
www.cna.gob.mx

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,
C.P 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Búsqueda por palabra

Comisión Nacional del Agua

Ing. José Luis Luege Tamargo
Director General

Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín
Coordinador de Asesores de la Dirección General
Ing. Raúl Alberto Navarro Garza
Subdirector General de Administración
Lic. Roberto Anaya Moreno
Subdirector General de Administración del Agua
Ing. José Ramón Ardavín Ituarte
Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento
Ing. Sergio Soto Priante
Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola
Lic. Jesús Becerra Pedrote
Subdirector General Jurídico
Ing. José Antonio Rodríguez Tirado
Subdirector General de Programación
Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés
Subdirector General Técnico

Lic. René Francisco Bolio Halloran
Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca
M.C.C. Heidi Storsberg Montes
Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua
Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez
Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal
Dr. Michel Rosengaus Moshinsky
Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

C. Rafael Reyes Guerra
Titular del Órgano Interno de Control

Responsable de la publicación:
Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Coordinador a cargo del proyecto:
Ing. Eduardo Martínez Oliver
Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007
Participaron:

Dr. Velitchko G. Tzatchkov
M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez

Regresar

CONTENIDO

Búsqueda por palabra

INTRODUCCIÓN

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. Como consecuencia se presenta el problema del desalojo de las aguas servidas o aguas residuales. Se requiere así la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población, incluyendo al comercio y a la industria.

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destino final de las aguas servidas podrá ser, previo tratamiento, desde un cuerpo receptor hasta el reúso, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, están constituidos, fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos, se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

Existe la norma oficial mexicana NOM-CCA-031-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y del tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal; sin embargo la industria, el comercio y el usuario en general, no siempre cumplen con dicha norma, vertiendo substancias que son peligrosas en un alcantarillado, por lo que se debe tener especial cuidado en eliminar este tipo de substancias.

El encauzamiento de aguas residuales evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos, que permitan elaborar proyectos de alcantarillado económicos, eficientes y seguros, considerando que deben ser autolimpiantes, autoventilantes e hidráulicamente herméticos.

Los lineamientos que aquí se presentan, son producto de la recopilación de publicaciones técnicas elaboradas y aplicadas en el país, por las distintas dependencias relacionadas con la normativa del sector.

Como en todo proyecto de ingeniería, para el sistema de alcantarillado, se deben plantear las alternativas necesarias, definiendo a nivel de esquema las obras principales que requieran cada una de ellas. Se deben considerar los aspectos constructivos y los costos de inversión para cada una de las alternativas. Se selecciona la alternativa que asegure el funcionamiento adecuado con el mínimo costo.

Búsqueda por palabra

El periodo de diseño para un sistema de alcantarillado sanitario debe definirse de acuerdo a los lineamientos establecidos.

En el dimensionamiento de los diferentes componentes de un sistema de alcantarillado, se debe analizar la conveniencia de programar las obras por etapas, existiendo congruencia entre los elementos que lo integran y entre las etapas que se propongan para este sistema, considerando el de agua potable.

El diseño hidráulico debe realizarse para la condición de proyecto, pero siempre considerando las diferentes etapas de construcción que se tengan definidas.

Los equipos en las estaciones de bombeo (cuando se requieran) y en la planta de tratamiento, deben obedecer a un diseño modular, que permita su construcción por etapas y puedan operar en las mejores condiciones de flexibilidad, de acuerdo con los gastos determinados a través del período de diseño establecido para el proyecto.

En el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se debe conocer la infraestructura existente en la localidad (agua potable, ductos de gas, teléfono, energía eléctrica, alcantarillado pluvial, etc.) para evitar que las tuberías diseñadas coincidan con estas instalaciones, y asegurar que, en los cruces con la red de agua potable, la tubería del alcantarillado siempre se localice por debajo.

La mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construido para funcionar en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la imposibilidad de tratar, en época de lluvias, la totalidad de las aguas captadas. Aprovechando esta experiencia, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

Definiciones

Albañal interior.- Es la tubería que recoge las aguas negras de una edificación
y termina en un registro.

Descarga domiciliaria o albañal exterior.- Instalación que conecta el último registro de una edificación (albañal interior) a la atarjea o colector.

Cabeza de atarjea.- Extremo inicial de una atarjea.

Colector.- Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es conveniente conectar los albañales (tuberías de 15 y 20 cm) directamente a un colector de diámetro mayor a 76 cm, debido a que un colector mayor a este diámetro generalmente va instalado profundo; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas “madrinas” a los colectores, en las que se conecten los albañales de esos diámetros, para luego conectarlas a un colector, mediante un pozo de visita.

Interceptor.- Es la tubería que intercepta las aguas negras de los colectores y termina en un emisor o en la planta de tratamiento. En un modelo de interceptores las tuberías principales (colectores) se instalan en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas y sin grandes desniveles, y descargan a una tubería de mayor diámetro (interceptor) generalmente paralelo a alguna corriente natural.

Emisor.- Es el conducto que recibe las aguas de un colector o de un interceptor. No recibe ninguna aportación adicional en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la caja de entrada de la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la caja de salida de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

Pozo de visita.- Estructura que permite la inspección, limpieza y ventilación de la red de alcantarillado. Se utiliza para la unión de dos o varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Pozos comunes.- Son pozos de visita que tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan en tuberías de hasta 0.61 m de diámetro.

Pozos especiales.- Al igual que los pozos de visita comunes, tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro, y 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetro de 1.22 m.

Pozos Caja.- Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos comunes y especiales. Generalmente a los pozos caja cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja y se utilizan en tuberías con diámetro de 1.52 m en adelante.

Pozos caja de unión.- Son pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular que se utilizan para unir tuberías de 0.91 m en adelante con tuberías de diámetros mayores a 1.52 m.

Pozos caja de deflexión- Son pozos caja que se utilizan para dar deflexiones máximas de 45 grados en tuberías de diámetros a partir de 1.52 m.

Estructuras de caída.- Estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel, por condiciones topográficas o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías. Las estructuras de caída que se utilizan son: caídas libres, pozos con caída adosada, pozos con caída y estructuras de caída escalonada.

Caída libre.- Es la caída permisible en los pozos de visita hasta de 0.5 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial (No se considera en este caso las uniones a claves de las tuberías).

Pozos con caída adosada.- Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m.

Pozos con caída.- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales, en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m.

Estructuras de caída escalonada.- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta 2.50 m como máximo; están provistas de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 a 3.05 m.

Sifón invertido.- Obra accesoria utilizada para cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, conducto o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería.

Cruce elevado.- Estructura utilizada para cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura.

Estructura de descarga.- Obra de salida o final del emisor que permite el vertido de las aguas negras a un cuerpo receptor; puede ser de dos tipos, recta y esviajada.

Contaminación de un cuerpo de agua.- Introducción o emisión en el agua, de organismos patógenos o sustancias tóxicas, que demeriten la calidad del cuerpo de agua.

Tratamiento.- Es la remoción en las aguas negras, por métodos físicos, químicos y biológicos de materias en suspensión, coloidales y disueltas.

1 CARACTERÍSTICAS

1.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

1.1.1 Red de atarjeas

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas negras domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores, interceptores o emisores.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas negras captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red. No es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo.

La red se inicia con la descarga domiciliaria o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm., siendo éste el mínimo aceptable. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1%.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recolectando las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 20 cm, y su diseño, en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso del exterior para su inspección y maniobras de limpieza; también tiene la función de ventilación de la red para la eliminación de gases. Las uniones de la red de las tuberías con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruceros, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación (ver apartado 2.2.2.2). Las separaciones máximas entre pozos de visita se indican en el apartado 3.1.6.1

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo, que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto.

Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final, como se describe en las secciones correspondientes.

Búsqueda por palabra

1.1.1.1 Modelos de configuración de atarjeas

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

a) Trazo en bayoneta.

Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zig-zag o en escalera (ver Figura 1.1).

- Ventajas

Las ventajas de utilizar este tipo de trazo son reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, con lo que los conductos adquieren un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos.

- Desventajas

Dificultad en su utilización, debido a que el trazo requiere de terrenos con pendientes suaves más o menos estables y definidas.

Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita, las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas.

b) Trazo en peine.

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas (ver Figura1.2).

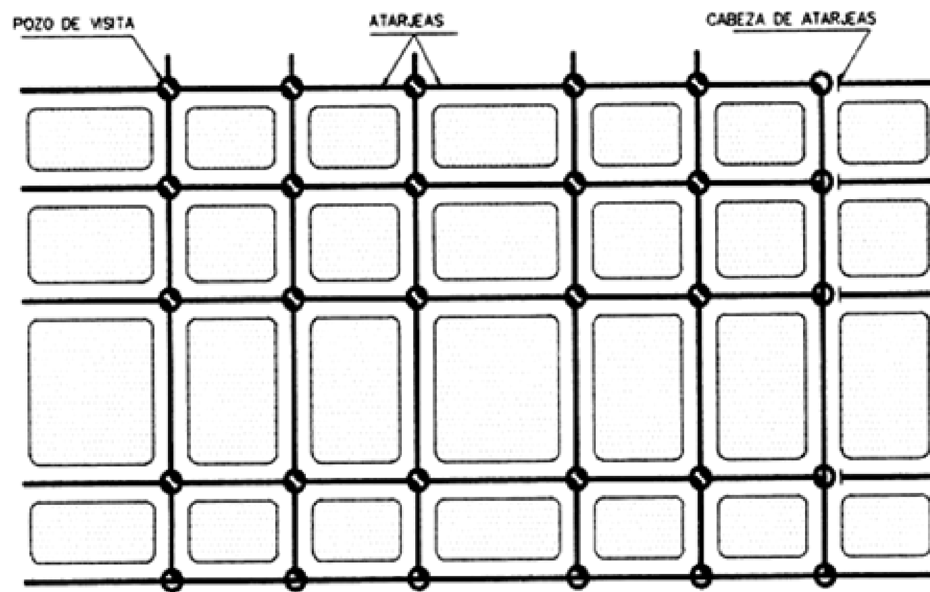


Figura 1.1 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta

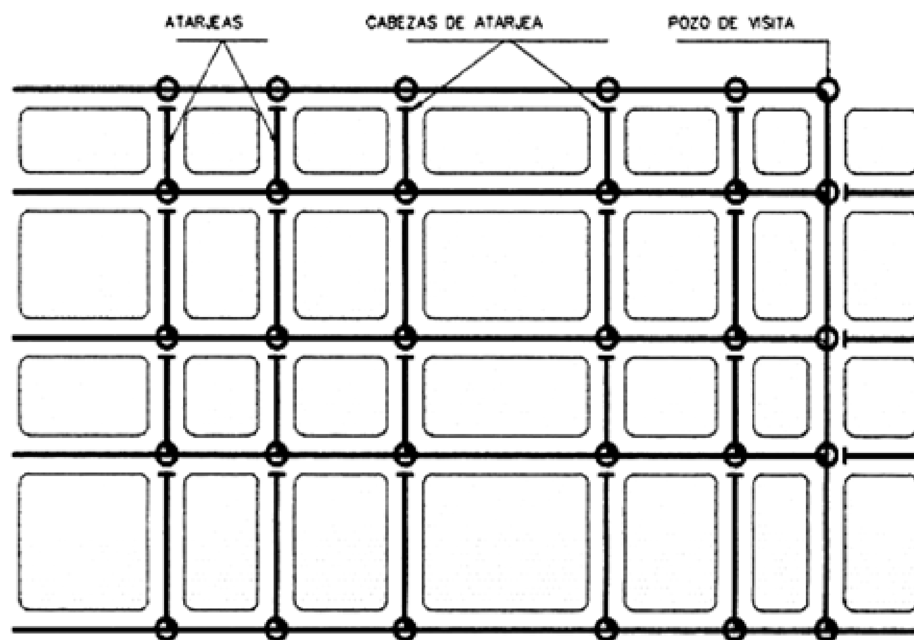


Figura 1.2 Trazo de la red de atarjeas en peine

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con este tipo de trazo son las siguientes:

- Ventajas.

- Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido.

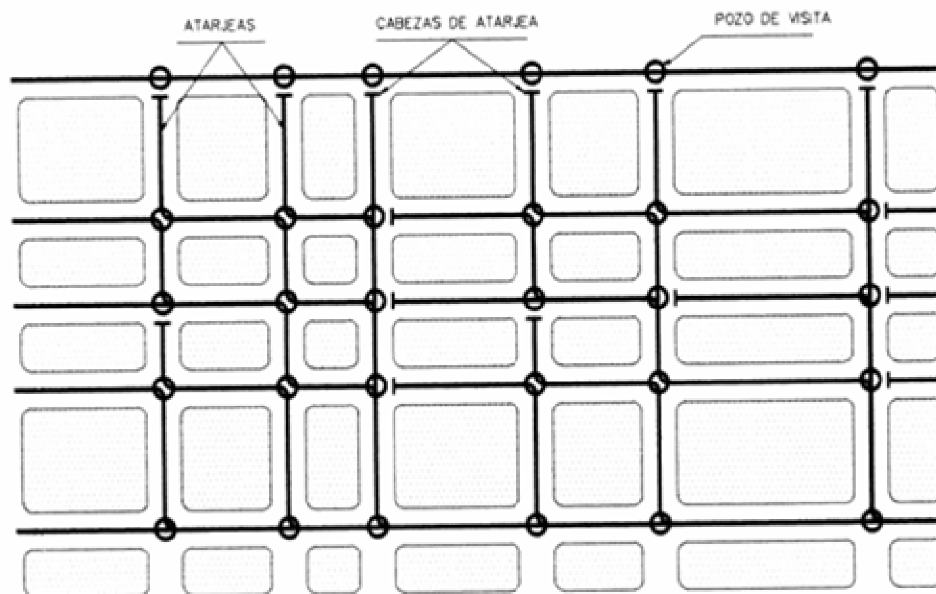
- Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.

- Desventajas.

- Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquellas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.

c) Trazo combinado.

Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona (ver Figura 1.3).



.

Figura 1.3 Trazo de la red atarjeas combinado

Aunque cada tipo de trazo tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

1.1.2 Colectores e interceptores

Los colectores son las tuberías que reciben las aguas negras de las atarjeas, pueden terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento.

Los interceptores, son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de los colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.

Por razones de economía, los colectores e interceptores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

1.1.3 Emisores

El emisor es el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en donde se requiere el bombeo para las siguientes condiciones:

a) Elevar las aguas negras de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.

b) Conducir las aguas negras de una cuenca a otra.

c) Entregar las aguas negras a una planta de tratamiento o a una estructura determinada de acuerdo a condiciones específicas que así lo requieran.

1.1.3.1 Emisores a gravedad

Las aguas negras de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por tuberías o canales, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto (gasto, profundidad, etc.) lo ameritan.

1.1.3.2 Emisores a presión

Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la

Búsqueda por palabra

planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

En estos casos es necesario construir una estación de bombeo para elevar el caudal de un tramo de emisor a gravedad, a otro tramo que requiera situarse a mayor elevación o bien alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias del cuerpo receptor, en cuyo caso el tramo de emisor a presión puede ser desde un tramo corto hasta la totalidad del emisor.

El tramo a presión debe ser diseñado hidráulicamente debiendo estudiarse las alternativas necesarias para establecer su localización más adecuada, tipo y clase de tubería, así como las características de la planta de bombeo y la estructura de descarga.

En casos particulares, en los que exista en la localidad zonas sin drenaje natural, se puede utilizar un emisor a presión para transportar el agua negra del punto mas bajo de esta zona, a zonas donde existan colectores que drenen por gravedad.

1.1.4 Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores

Para recolectar las aguas residuales de una localidad, se debe seguir un modelo de configuración para el trazo de los colectores, interceptores y emisores el cual fundamentalmente depende de:

- La topografía predominante
- El trazo de las calles
- El o los sitios de vertido
- La disponibilidad de terreno para ubicar la planta o plantas de tratamiento.

En todos los casos deben de realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombeos a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico-económica más adecuada, con lo cual se elaboran los planos generales y de alternativas.

A continuación se describen los modelos de configuración más usuales.

1.1.4.1 Modelo perpendicular

En el caso de una comunidad paralela a una corriente, con terreno con una suave pendiente hacia ésta, la mejor forma de colectar las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente (ver Figura 1.4).

Adicionalmente debe analizarse la conveniencia de conectar los colectores, con un interceptor paralelo a la corriente, para tener el menor número de descargas.

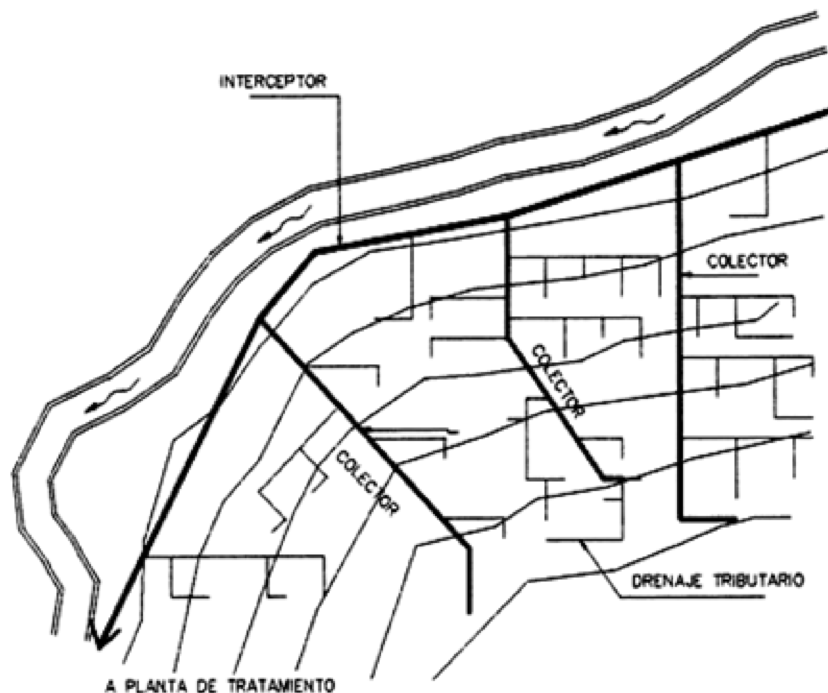


Figura 1.4 Modelo perpendicular

1.1.4.2 Modelo radial

En este modelo las aguas residuales fluyen hacia afuera de la localidad, en forma radial a través de colectores (ver Figura 1.5).

1.1.4.3 Modelo de interceptores

Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales (colectores) se conectan a una tubería mayor (interceptor) que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta un emisor o una planta de tratamiento (ver Figura 1.6).

1.1.4.4 Modelo de abanico

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se pueden utilizar las líneas convergentes hacia una tubería principal (colector) localizada en el interior de la localidad, originando una sola tubería de descarga (ver Figura 1.7).

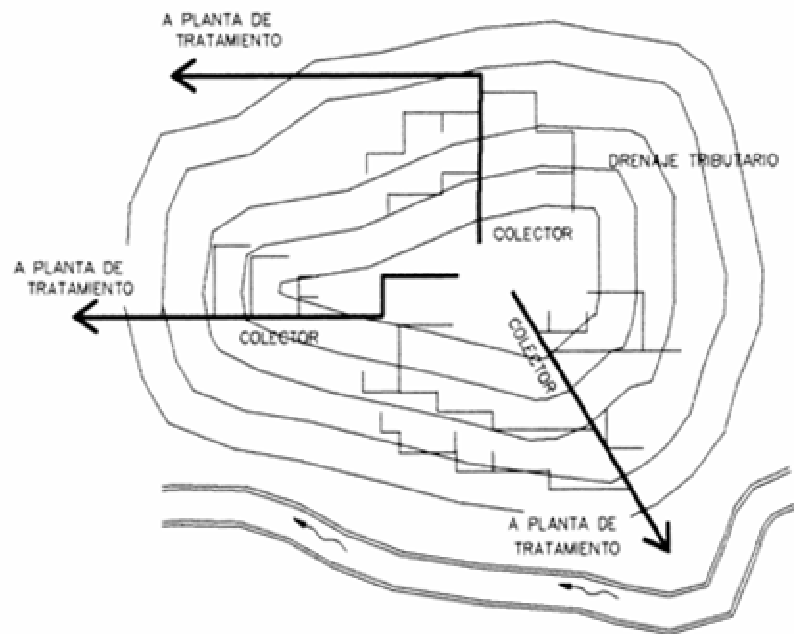


Figura 1.5 Modelo radial

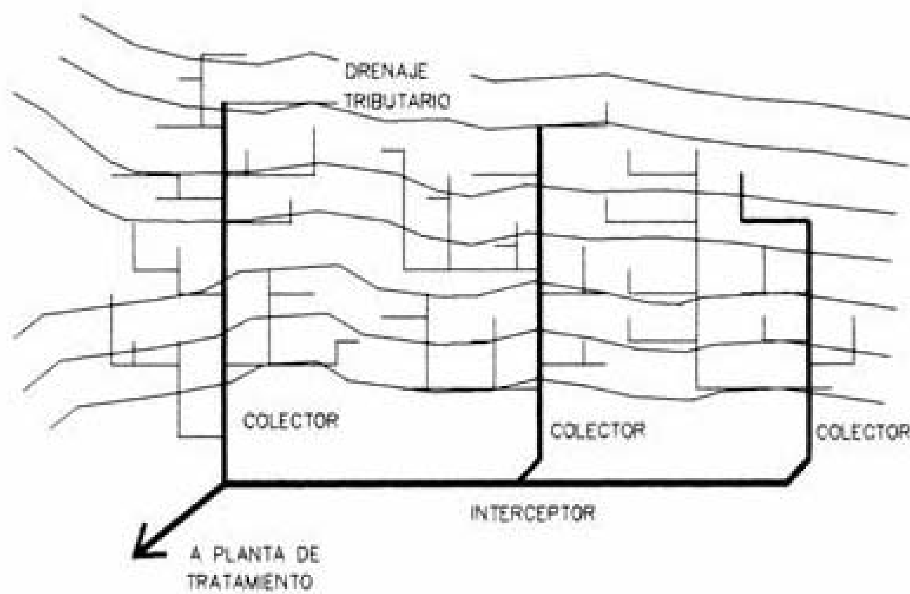


Figura 1.6 Modelo de interceptores

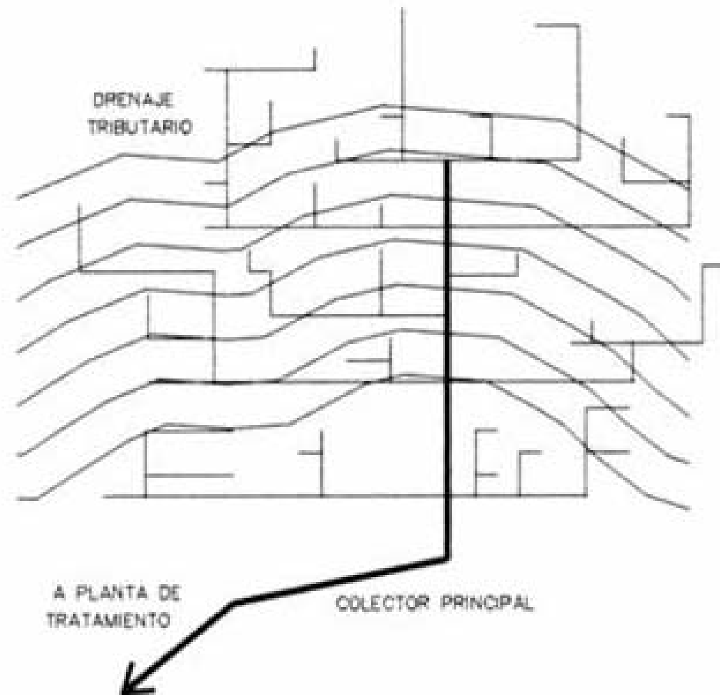


Figura 1.7 Modelo de abanico

1.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Una red de alcantarillado sanitario se compone de tuberías y obras accesorias como: descargas domiciliarias, pozos de visita, estructuras de caída, sifones y cruzamientos especiales. Por otra parte en los sistemas a presión se utilizan estaciones de bombeo para el desalojo de las aguas negras.

En este subcapítulo se hace una descripción de cada uno de los componentes de una red de alcantarillado sanitario, sus tipos, ventajas y desventajas en base a la información recopilada con los fabricantes.

1.2.1 Tuberías

La tubería de alcantarillado se compone de dos o más tubos acoplados mediante un sistema de unión, el cual permite la conducción de las aguas negras.

En la selección del material de la tubería de alcantarillado, intervienen diversas características tales como: hermeticidad, resistencia. mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de manejo e instalación, flexibilidad y facilidad de mantenimiento y reparación.

Las tuberías para alcantarillado sanitario se fabrican de diversos materiales, siendo los más utilizados: concreto simple (CS), concreto reforzado (CR), fibrocemento (FC),

plástico poli (cloruro de vinilo) (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD) así corno acero. En los sistemas de alcantarillado sanitario a presión se pueden utilizar diversos tipos de tuberías para conducción de agua potable, siempre y cuando reúnan las características para conducir aguas negras.

A continuación, se detallan las características de las tuberías de alcantarillado mencionadas y de los sistemas de unión entre tuberías de los diversos materiales utilizados.

1.2.1.1 Tuberías de concreto simple (CS) y reforzado (CR) con junta hermética

Las tuberías de concreto simple con junta hermética, se fabrican de acuerdo con las especificaciones de las norma mexicana NMX-C-401-1996-0NNCCE, en donde se detalla la calidad de los materiales.

Las tuberías de concreto reforzado con junta hermética, se fabrican de acuerdo a la norma mexicana NMX-C-402-1,996-0NNCCE. Para su fabricación, a diferencia del tubo de concreto simple, su núcleo contiene acero de refuerzo longitudinal y transversal.

Las características principales de estos tipos de tuberías son las siguientes:

a) Los tubos de concreto simple se fabrican en diámetros de 10,15, 20, 25, 30, 38, 45 y 60 cm, con campana y espiga y tienen una longitud útil variable de acuerdo al diámetro (ver Tabla 1.1).

Las uniones usadas en las tuberías de concreto simple son del tipo espiga campana con junta hermética. En la junta se deben de utilizar anillos de hule de acuerdo a la norma mexicana NMX-C-401 (ver Figura 1.8a).

b) Los tubos de concreto reforzado se fabrican en diámetros de 30, 38, 45, 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213, 244 y 305 cm. La longitud útil de un tubo de concreto reforzado es variable de acuerdo a su diámetro. Los tubos de concreto armado se fabrican en cuatro tipos de grados y cada uno de ellos con tres espesores de pared (ver Tablas 2.2, 2.3, 2.4 y2.5).

Las uniones usadas en las tuberías de concreto reforzado son del tipo espiga campana con junta hermética para diámetros hasta 61 cm. En diámetros de 45 a 305 cm se utilizan juntas espiga - caja con junta hermética (ver Figura 1.8b). En las juntas se deben de utilizar anillos de hule de acuerdo a la norma mexicana NMX-C-402 (ver Figura 1.8b).

Las ventajas de los tubos de concreto incluyen:

- Economía.- Bajo costo de adquisición y mantenimiento.
- Hermeticidad.- El empleo de la junta hermética con anillo de hule impide infiltraciones de agua y contaminación debido a exfiltraciones.

- Diversidad en diámetros mayores.- Se suministran diámetros hasta de 3.05 m.
- Durabilidad.- Larga vida útil de las tuberías.
- Alta resistencia mecánica. Resistencia especialmente a cargas externas.
-

Entre sus desventajas se tienen:

- Fragilidad.- Los tubos requieren cuidados adicionales durante su transporte e instalación.
- Capacidad de conducción.- La tubería de concreto presenta un coeficiente de rugosidad alto, lo que la hace menos eficiente hidráulicamente.
- Corrosión cuando se encuentra en condiciones ácidas ó alcalinas.

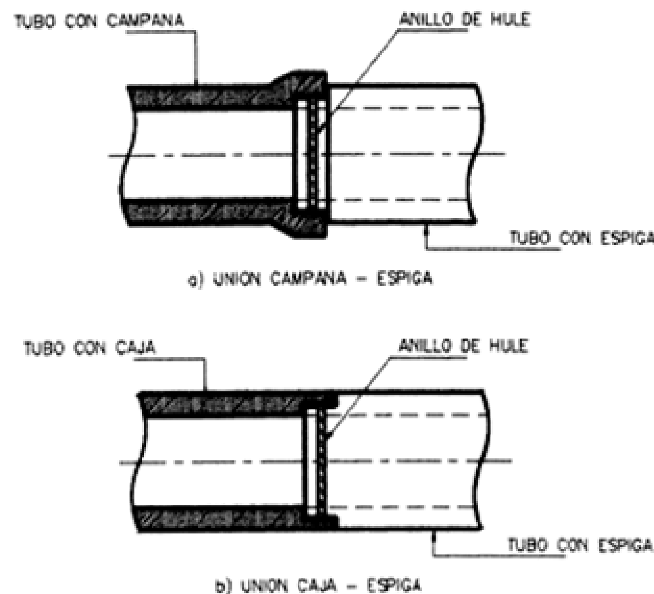


Figura 1.8 Tipos de uniones en tuberías de concreto

1.2.1.2 Tuberías de fibrocemento (FC)

La tubería de fibrocemento se fabrica de acuerdo a la norma Mexicana NMX-C-039-1981. Se fabrica en clases B-6, B-7.5, B-9 y B-12.5 (ver Tabla 1.6) y cada una de ellas para dos diferentes tipos de anillos de hule según el diámetro del tubo. Los anillos utilizados deben de cumplir con la norma NMX-T-021. En tuberías de 150 mm a 900 mm se usan anillos de hule circulares que se acoplan a un tipo de copie especial; en tuberías de 1000 mm a 2000 mm se usan anillos de hule rascados acoplados a un copie igualmente rascado (ver Figuras 1.9a y b).

Entre las ventajas de estas tuberías se encuentran:

- Ligereza.- Debido a su bajo peso y su longitud de 5 m por tramo, su manejo e instalación es sencilla y rápida.

- Resistencia y durabilidad.- La tubería de fibrocemento presenta alta resistencia al aplastamiento, garantizando los valores mínimos de ruptura que para cada diámetro y clase exige la norma NMX-C-039-81. Esta resistencia (en kg/m) se obtiene multiplicando la clase por el diámetro en mm.
- Hermeticidad.- Garantizada por el empleo de anillo de hule en las juntas.
- Resistencia a los sulfatos.
- Capacidad de conducción. - Debido a su bajo coeficiente de fricción, es posible instalar tubos de menor diámetro y entre sus desventajas:
- Mayor costo de adquisición de la tubería.
- Fragilidad.- Los tubos requieren cuidados en su transporte e instalación.
- Número de coples.- A menor longitud de tubo se requiere mayor número de coples.

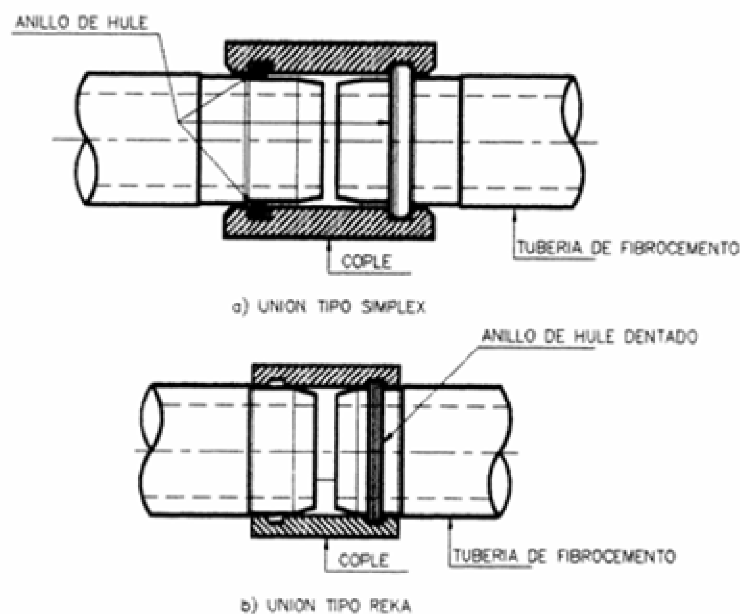


Figura 1.9 Tipos de uniones en tuberías de fibrocemento

1.2.1.3 Tuberías de poli (cloruro de vinilo) (PVC)

Las tuberías de PVC se fabrican en diámetros de 10 a 60 cm, en dos tipos de serie y cada serie con tres tipos de tubería de acuerdo a su espesor: la serie métrica se fabrica de acuerdo a las normas NMX-E-215/1-1993 (tuberías) y NMX-E-215-/2-1993 (conexiones) en los tipos 16.5, 20 y 25 ; por su parte la serie inglesa se fabrica de acuerdo a las normas NMX-E-211/1-1993 (tuberías) y NMX-E-211-/2-1993 (conexiones) en los tipos 35, 41 Y 51. Estos valores con que se clasifica a las tuberías representan la relación entre su diámetro exterior y su espesor de pared. En las Tablas 2.7 y 2.8 se muestran las características principales de los tipos de tuberías mencionados.

Además de estos tipos de tuberías, existe la tubería de PVC de pared estructurada con celdas longitudinales (ver Figura 1.10), que actualmente se fabrica en diámetros de 16 a 31.5 cm (ver Tabla 29) de acuerdo a la norma mexicana NMXE-222/1-1995.

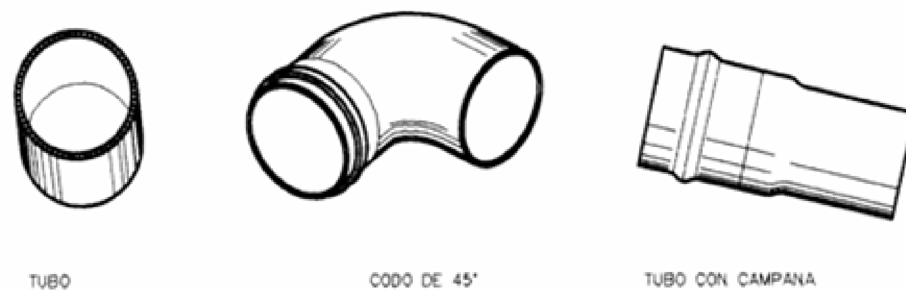


Figura 1.10 Tubería y piezas especiales de PVC de pared estructurada

La selección de tipos de tuberías a utilizar dependerá de las condiciones donde se instalarán, como pueden ser el peso específico del suelo, la profundidad de instalación y la magnitud de las cargas vivas.

Para cualquiera de los tipos de tuberías la longitud útil de los tubos es de 6 m. Los tubos se acoplan entre sí mediante dos tipos de sistema de unión: por un lado, el cementado, y por otro, la unión espiga - campana con anillo elastomérico integrado de fábrica (ver Figura 1.11).

Entre las ventajas de las tuberías de PVC se tienen:

- Hermeticidad.- Este tipo de tuberías son impermeables y herméticas, debido, por un lado, a la naturaleza intrínseca impermeable del material, y por otro lado, a las juntas herméticas que se logran en el acoplamiento de los tubos, por el uso en las juntas de anillos de material elastomérico.
- Ligereza.- Esta característica de los tubos de PVC se traduce en facilidad de manejo, estiba, transporte e instalación, lo que se manifiesta aún más en la tubería de pared estructurada que es más ligera que la tubería plástica de pared sólida tradicional.
- Durabilidad.
- Resistencia a la corrosión.- Las tuberías de PVC son inmunes a los tipos de corrosión que normalmente afectan a los sistemas de tubería enterradas, ya sea corrosión química o electroquímica. Puesto que el PVC se comporta como un dieléctrico, no se producen efectos electroquímicos ó galvánicos en los sistemas integrados por estas tuberías, ni éstas son afectadas por suelos corrosivos. En consecuencia, no requieren de recubrimientos, forros ó protección catódica.
- Capacidad de conducción.- Las paredes de estas tuberías son poco rugosas, lo que se traduce en una alta eficiencia hidráulica.

- Flexibilidad.- El bajo módulo de elasticidad de las tuberías las hace flexibles, y por lo tanto adaptables a movimientos o asentamientos diferenciales del terreno ocasionados por sismos o cargas externas y entre sus desventajas:
- Fragilidad.- Requieren de cuidados durante su manejo, ya sea en el transporte o en la instalación.
- Baja resistencia mecánica.
- Susceptible al ataque de roedores.
- Baja resistencia al intemperismo.- La exposición prolongada de la tubería a los rayos solares reduce su resistencia mecánica.

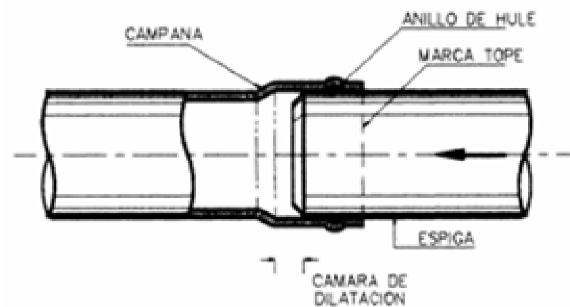


Figura 1.11 Unión campana espiga en tubería de PVC

1.2.1.4 Tubería de polietileno de alta densidad (PEAD)

Las tuberías de polietileno de alta densidad (PEAD) se fabrican con longitud de 12 m, en diámetros nominales que van desde 100 a 900 mm. de acuerdo a las norma mexicana NMX-E-216-1994-SCFI. Se clasifican en cuatro tipos, de acuerdo a sus espesores de pared y resistencia: RD-21, RD-26, RD-32.5 Y RD-41 (véase Tabla 1.10).

El tipo de RD de la tubería a utilizar, se seleccionará según la condición de zanja, las cargas exteriores, el tipo de material, así como la compactación de este el tipo de acoplamiento de las tuberías de polietileno generalmente es mediante el sistema de unión por termofusión (ver Figuras 1.12 a, b y c).

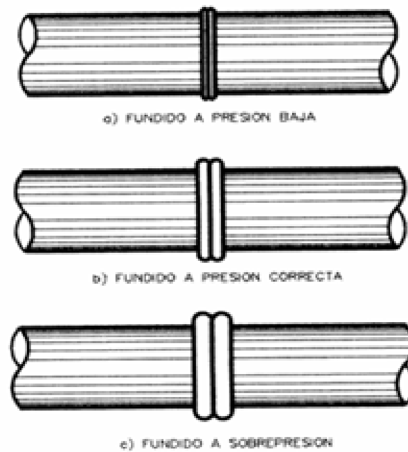


Figura 1.12 Tipos de uniones en tuberías de polietileno

Para el caso de emisores a presión, en la Tabla 1.10, se muestran las presiones internas de trabajo para los diferentes tipos de tuberías.

Como ventajas de las tuberías de polietileno se destacan:

- Economía.- Los volúmenes de excavación en zanja son reducidos.
- Resistencia a la corrosión.- Elevada resistencia contra ataque de fluidos ácidos y alcalinos.
- Capacidad de conducción.- Las paredes de este tipo de tuberías son poco rugosas, lo que se traduce en una alta eficiencia hidráulica en la conducción.
- Alta flexibilidad.- El bajo módulo de elasticidad de este tipo de tuberías las hace ser muy flexibles y en consecuencia adaptables a cualquier tipo de terreno y a movimientos ocasionados por sismos y cargas externas.
- Rapidez de instalación.- Su bajo peso, aunado a su presentación en tramos hasta de 12 m y a la unión por termofusión sin piezas especiales, agiliza su instalación.
- Alta resistencia a la intemperie.- Resistentes por tiempo prolongado al. intemperismo.
- Hermeticidad.- Son impermeables, herméticas y resistentes al ataque biológico.
- Ligereza. Considerando su bajo peso, ofrecen manejabilidad en el transporte e instalación.
- Durabilidad.- Con mantenimiento nulo, tienen una vida útil de 50 años, y 15 años de resistencia a la intemperie.

Y como desventajas:

- Alto costo de adquisición e instalación

1.2.1.5 Otras tuberías

Existen otras tuberías fabricadas con otros materiales, como es el caso de la tubería de acero que se utiliza comúnmente en cruzamientos especiales. A continuación se describen en forma general las características principales de estas tuberías.
Tubería de acero

En los sistemas de alcantarillado sanitario, las tuberías de acero son utilizadas en cruzamientos elevados en donde se requieren instalaciones expuestas, o bien en cruzamientos subterráneos donde se requiere una alta resistencia mecánica en las tuberías. En cualquier caso, será necesario proteger a la tubería con un recubrimiento exterior contra la corrosión.

Las tuberías de acero se fabrican de acuerdo a las Normas Mexicanas NMX-B-10 y NMX-B-177. Ambas normas se refieren a los tubos de acero con o sin costura (longitudinal o helicoidal), negros, o galvanizados por inmersión en caliente para usos comunes (conducción de agua, vapor, gas o aire).
Existe una norma adicional, la NMX-B-179 “Tubos de acero con o sin costura series dimensionales", la cual define las dimensiones normales en las cuales pueden fabricarse los tubos. De acuerdo al espesor se puede obtener el número de cédula, la cual representa una relación entre el espesor y el diámetro de la tubería.

El sistema de unión empleado en las tuberías de acero puede ser: soldadura bridas, coples o ranuras (moldeadas o talladas) con junta mecánica.

Las ventajas de la tubería de acero incluyen:

- Alta resistencia mecánica. Resiste cargas de impacto y altas presiones internas.
- Fácil transporte e instalación y como desventajas:
- Por ser metálica presenta corrosión, lo que reduce su vida útil y crea altos costos de mantenimiento para prevenirla.

Y como desventajas:

- Por ser metálica presenta corrosión, lo que reduce su vida útil y crea altos costos de mantenimiento para prevenirla.

Tubería de barro

Este tipo de tubería se utiliza principalmente en Europa y está confeccionada con arcilla molida mezclada con agua.

El tubo de arcilla se fabrica con unión de espiga - campana con junta de aro de goma. El tubo se fabrica en diámetros de 100 y 1070 mm de acuerdo con las normas de la A.S.T.M.

Regresar

Tabla 1.1 Clasificación de tuberías de concreto simple con junta hermética resistencia del concreto 27.6 MPa (280 kg/cm^2)

DIÁMETRO INTERNO		ESPESOR DE	GRADO I		GRADO II		LONGITUD	PESO
NOMINAL	REAL	DE PARED	Cargas mínimas de ruptura		Cargas mínimas de ruptura		ÚTIL	
cm	mm	mm	mm	mm	kgf / m	kgf / m	m	kg / m
10	101	23	20.8	2100	29.2	2980	0.90	18
15	152	27	20.6	2100	29.2	2980	1.00	26
20	203	29	21.9	2235	29.2	2980	1.00	48
25	254	33	22.7	2310	29.2	2980	1.00	63
30	305	47	24.8	2530	32.9	3350	1.00	94
38	381	53	28.9	2950	36.5	4100	1.00	120
45	457	61	34.1	3480	48.3	4920	1.80	146
60	610	75	43.8	4470	58.5	5960	1.80	228

Notas:

GRADO I para producir la primera grieta de 0.25 mm – 27.6 N/mm (2.8 kg/m/mm)

GRADO II para producir una ruptura: 50 N/m/mm (5.1 kg/m/mm)

Regresar

Tabla 1.2 Clasificación de tuberías de concreto reforzado con junta hermética grado I resistencia del concreto 27.6 MPa (280 kg/cm^2)

DIÁMETRO INTERNO		PARED A	PARED B	PARED C	CARGA (M)	CARGA (M_1)	LONGITUD	
NOMINAL	REAL	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	PARA LA GRIETA	MÁXIMA	ÚTIL	PESO
cm	mm	mm	mm	mm	kgf / m	kgf / m	m	kg / m
30	305	44	51		1555	2318	1.00	102
38	381	47	57		1943	2596	1.80	125
45	457	50	63		2330	3473	1.80	150
61	610	63	76		3111	4635	2.44	350
76	762	70	89		3886	5791	2.44	535
91	914	76	101	120.0	4661	6945	2.44	720
107	1067	89	114	133.0	5441	8109	2.44	935
122	1219	101	127	146.1	8217	9254	2.50	1280
152	1524	127	152	171.5	7772	11582	2.50	1840
183	1529	152	178	195.9	9328	13900	2.50	2560
213	2134	178	203		10883	16218	2.50	3932
RESISTENCIA DEL CONCRETO 34.5 MPa (350 kg/cm^2)								
244	2438	203	228		12434	18529	2.04	4902
305	3048		279				2.00	7112.5

Notas:

Carga M para producir la primera Grieta de 0.25 mm.- 50 N/m/mm (5.1 kg/m/mm)

Carga M_1 para producir una ruptura: 75 N/m/mm (7.6 kg/m/mm)

Pared A .- Espesor menor de concreto, con una cantidad mayor de armado con respecto a las paredes B y C.

Pared B .- Espesor intermedio de concreto, con una cantidad intermedia de armado con respecto a las paredes A y C.

Pared C .- Espesor mayor de concreto, con una cantidad menor de armado con respecto a las paredes A y B.

Regresar

Tabla. 1.3 Clasificación de tuberías de concreto reforzado conjunta hermética grado 2 resistencia del concreto 27.6 MPa (280 kg/cm^2)

DIÁMETRO INTERNO		PARED A	PARED B	PARED C	CARGA (M)	CARGA (M_1)	LONGITUD	
NOMINAL	REAL	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	PARA LA GRIETA	MÁXIMA	ÚTIL	PESO
cm	mm	mm	mm	mm	kgf / m	kgf / m	m	kg / m
30	305	44	51		2165	3111	1.00	102
38	381	49	57		2705	3886	1.80	125
45	457	51	63		3244	4561	1.80	150
61	610	63	76		4331	6222	2.44	350
76	762	70	89		5410	7772	2.44	535
91	914	76	101	120.7	6469	9322	2.44	720
107	1067	89	114	133.7	7575	10683	2.44	935
122	1219	101	127	146.1	8655	12434	2.50	1280
152	1524	127	152	171.5	10820	15545	2.50	1840
183	1529	152	178		12986	18655	2.50	2560
RESISTENCIA DEL CONCRETO 34.5 MPa (350 kg/cm^2)								
213	2134	178	203		15151	21787	2.50	3932
244	2438	203	229	247.7	17310	24368	2.04	4902
305	3048						2.00	7112.5

Notas:
Carga M para producir la primera Grieta de 0.25 mm.- 70 N/m/mm (7.1 kg/m/mm)
Carga M_1 para producir una ruptura: 100 N/m/mm (10.2 kg/m/mm)
Pared A .- Espesor menor de concreto, con una cantidad mayor de armado con respecto a las paredes B y C.
Pared B .- Espesor intermedio de concreto, con una cantidad intermedia de armado con respecto a las paredes A y C.
Pared C .- Espesor mayor de concreto, con una cantidad menor de armado con respecto a las paredes A y B.

Regresar

Tabla 1.4 Clasificación de tuberías de concreto reforzado con junta hermética grado 3 resistencia del concreto 34.5 MPa (350 kg/cm^2)

DIÁMETRO INTERNO		PARED A	PARED B	PARED C	CARGA (M)	CARGA (M_1)	LONGITUD	
		ESPESOR	ESPESOR	ESPESOR	PARA LA	MÁXIMA	ÚTIL	PESO
NOMINAL	REAL	DE PARED	DE PARED	DE PARED	GRIETA			
cm	mm	mm	mm	mm	kgf / m	kgf / m	m	kg / m
30	305	44	51		2959	4483	1.00	102
38	381	49	57		3733	5800	1.80	125
45	457	51	63		4479	6718	1.80	150
61	610	63	76	95	5978	8967	2.44	350
76	762	70	89	108	7489	11201	2.44	535
91	914		101	120	8957	13436	2.44	720
107	1067		114	133	10457	15685	2.44	935
122	1219		127	145	11945	17919	2.50	1280
152	1524		152	171	14935	22403	2.50	1840
183	1529		178	195	17924	26566	2.50	2560

Notas:
Carga M para producir la primera Grieta de 0.25 mm.- 95.3 N/m/mm (9.5 kg/m/mm)
Carga M_1 para producir una ruptura: 144.0 N/m/mm (14.7 kg/m/mm)
Pared A .- Espesor menor de concreto, con una cantidad mayor de armado con respecto a las paredes B y C.
Pared B .- Espesor intermedio de concreto, con una cantidad intermedia de armado con respecto a las paredes A y C.
Pared C .- Espesor mayor de concreto, con una cantidad menor de armado con respecto a las paredes A y B.

Regresar

Tabla 1.5 Clasificación de tuberías de concreto reforzado con junta hermética grado 4 resistencia del concreto 41.4 MPa (420 kg/cm²)

DIAMETRO INTERNO		PARED A	PARED B	PARED C	CARGA (M)	CARGA (M_1)	LONGITUD	
NOMINAL	REAL	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	ESPESOR DE PARED	PARA LA GRIETA	MAXIMA	UTIL	PESO
cm	mm	mm	mm	mm	kgf / m	kgf / m	m	kg / m
30	305		51		4463	5581	1.00	102
38	381		57		5600	6972	1.80	125
45	457		63		6717	8383	1.80	150
61	610		76	95	8967	11163	2.44	350
76	762		89	108	11201	13944	2.44	535
91	914		101	126.0	13435	15728	2.44	720
107	1067		114	133.0	15685	19526	2.44	935
122	1219		127	146	17919	22307	2.50	1280
152	1524			171	22403	27889	2.50	1840
183	1529			197	26838	33470	2.50	2560

Notas:
Carga M para producir la primera Grieta de 0.25 mm. 144 N/m/mm (14.7 kg/m/mm)
Carga M_1 para producir una ruptura: 180.0 N/m/mm (18.3 kg/m/mm)
Pared A .- Espesor menor de concreto, con una cantidad mayor de armado con respecto a las paredes B y C.
Pared B .- Espesor intermedio de concreto, con una cantidad intermedia de armado con respecto a las paredes A y C.
Pared C .- Espesor mayor de concreto, con una cantidad menor de armado con respecto a las paredes A y B.

Tabla 1.6 Clasificación de tuberías de fibrocemento

TUBERIIA JUNTA SIMPLEX																
DIÁMETRO	CLASE B - 6				CLASE B - 7.5				CLASE B - 9				CLASE B - 12.5			
NOMINAL	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO
(mm)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)
150									10.5	1350	5	9.5	11.0	1875	5	10.0
200					10.5	1500	5	12.5	11.0	1800	5	13.1	11.5	2500	5	13.7
250	10.5	1500	5	15.5	11.0	1875	5	16.2	11.5	2250	5	17.0	12.5	3126	5	18.6
300	11.0	1800	5	19.4	11.5	2250	5	20.3	13.0	2700	5	23.0	15.0	3750	5	26.8
350	12.0	2100	5	24.6	13.5	2625	5	27.8	15.0	3150	5	31.0	17.5	4375	5	36.5
400	14.0	2400	5	32.9	15.5	3000	5	36.5	17.0	3600	5	40.2	20.0	5000	5	47.7
450	15.5	2700	5	41.0	17.5	3375	5	46.4	19.0	4050	5	50.6	22.5	5625	5	60.3
500	17.5	3000	5	51.4	19.0	3750	5	56.0	21.0	4500	5	62.1	25.0	6250	5	74.5
600	20.5	3600	5	72.2	23.0	4500	5	81.3	25.5	5400	5	90.5	30.0	7500	5	107.2
750	26.0	4500	5	114.6	29.0	5625	5	128.3	31.5	6750	5	139.8	37.5	9375	5	167.7
900	31.0	5400	5	164.0	34.5	6750	5	183.2	38.0	8100	5	202.5	45.0	11250	5	241.6

TUBERÍA JUNTA REKA																
DIÁMETRO	CLASE B - 6				CLASE B - 7.5				CLASE B - 9				CLASE B - 12.5			
NOMINAL	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO	ESPESOR	CARGA RUPTURA	LONG. ÚTIL	PESO
(mm)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)	(mm)	(Kgf / m)	(m)	(Kg / m)
1000	34.0	6000	5	199.8	38.0	7500	5	224.2	42.0	9000	5	246.7	49.5	12500	5	295.3
1100	37.5	6600	5	242.5	42.0	8250	5	272.7	46.0	9900	5	299.7	54.5	13750	5	357.7
1200	41.0	7200	5	289.3	46.0	9000	5	325.9	50.5	10800	5	359.1	59.5	15000	5	426.1
1300	44.5	7800	5	340.3	49.5	9750	5	379.9	54.5	11700	5	419.9	64.5	16250	5	500.6
1400	48.0	8400	5	395.4	53.5	10500	5	442.3	58.5	12600	5	485.3	69.5	17500	5	581.0
1500	51.0	9000	5	450.0	57.5	11250	5	509.5	63.0	13500	5	560.2	74.5	18750	5	667.3
1600	54.5	9600	5	513.0	61.0	12000	5	576.5	67.0	14400	5	635.5	79.5	20000	5	759.7
1700	58.0	10200	5	580.2	65.0	12750	5	652.8	71.5	15300	5	702.8	84.5	21250	5	858.1
1800	61.5	10800	5	651.5	69.0	13500	5	733.9	75.5	16200	5	805.8	89.5	22500	5	962.4
1900	65.0	11400	5	726.9	72.5	14250	5	813.9	79.5	17100	5	895.7	94.5	23750	5	1072.7
2000	68.0	12000	5	800.4	76.5	15000	5	904.2	84.0	18000	5	996.4	99.0	25000	5	1182.8

Regresar

Tabla 1.7 Clasificación de tuberías de PVC para alcantarillado serie inglesa

DIÁMETRO		LONGI-TUD ÚTIL	T I P O 3 5			T I P O 4 1			T I P O 5 1		
NOMINAL	EXTE-RIOR		ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO	ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO	ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO
	PROME-DIO			INTERIO R			INTERIO R			INTERIO R	
cm	mm	m	mm	mm	kg /m	mm	mm	kg /m	mm	mm	kg /m
10	107.1	6.00	3.1	100.9	1.40	2.6	101.9	1.18	2.1	102.9	0.96
15	159.4	6.00	4.6	150.2	3.09	3.9	151.6	2.63	3.1	153.2	2.10
20	213.4	6.00	6.1	201.2	5.48	5.2	203.0	4.69	4.2	205.0	3.81
25	266.7	6.00	7.6	251.5	8.54	6.5	253.7	7.33	5.2	256.5	5.90
30	317.5	6.00	9.1	299.3	12.17	7.7	302.1	10.34	6.2	305.1	8.37
37.5	388.6	6.00	11.1	366.4	18.17	9.5	369.6	15.61			
45	475.0	6.00	13.6	447.8	27.20						
52.5	560.0	6.00	16.0	528.0	37.74						
60	630.0	6.00	18.0	594.0	47.76						

Regresar

Tabla 1.8 Clasificación de tuberías de PVC para alcantarillado serie métrica

DIÁMETRO		LONGITUD	SERIE 16.5			SERIE 20			SERIE 25		
NOMINAL	EXTERIOR	ÚTIL	ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO	ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO	ESPE-SOR	DIÁME-TRO	PESO
PROME-DIO				INTERIOR			INTERIOR			INTERIOR	
cm	mm	m	mm	mm	kg /m	mm	mm	kg /m	mm	mm	kg /m
11	110	6.00	3.2	103.6	1.40	3.0	104.0	1.18	3.0	104.0	0.96
16	160	6.00	4.7	150.6	3.09	4.0	152.0	2.63	3.2	153.6	2.10
20	200	6.00	5.9	188.2	5.48	4.9	190.2	4.69	3.9	192.2	3.81
25	250	6.00	7.3	235.4	8.54	6.2	237.6	7.33	4.9	240.2	5.90
31.5	315	6.00	9.2	296.6	12.17	7.7	299.6	10.34	6.2	312.6	8.37
40	400	6.00	11.7	376.6	18.17	9.8	380.4	15.61	7.8	384.4	
50	500	6.00	14.6	470.8	37.74	12.3	475.4		9.8	480.4	
63	630	6.00	18.4	593.2	47.63	15.4	599.2		12.3	605.4	

NOTA: Presión máxima de aplastamiento (5 % de deformación del diámetro) según norma NMX-E-215/1-1996-SCFI.

TIPO 35 = 3.00 Kgf / cm^2 TIPO 16.5 = 3.00 Kgf / cm^2

TIPO 41 = 1.90 Kgf / cm^2 TIPO 20 = 1.90 Kgf / cm^2

TIPO 51 = 1.00 Kgf / cm^2 TIPO 25 = 1.00 Kgf / cm^2

Búsqueda por palabra

Regresar

Tabla 1.9 Clasificación de tuberías de PVC de pared estructurada longitudinalmente para alcantarillado

DIÁMETRO NOMINAL		LONGITUD ÚTIL	DIÁMETRO EXTERIOR PROMEDIO	ESPESOR DE PARED TOTAL	DIÁMETRO INTERIOR	ESPESOR DE PARED INTERIOR
mm	pulg:	m	mm	mm	mm	mm
160	6	6.00	160.3	4.5	151.0	0.5
200	8	6.00	200.3	5.4	189.2	0.6
250	10	6.00	250.4	6.6	236.8	0.7
315	12	6.00	315.5	8.3	298.4	0.8

NOTA : Presión máxima de aplastamiento (7.5 % de deformación del diámetro) según norma NMX-E-222/1-1995-SCFI.
Presión máxima = 4.00 Kgf / cm^2

Búsqueda por palabra

Regresar

Tabla 1.10 Clasificación de tuberías de polietileno de alta densidad (pead) para alcantarillado

DIÁMETRO NOMINAL		LONG. ÚTIL	TIPO RD-21			TIPO RD-26			TIPO RD-32.5			TIPO RD-41		
			DIÁMETRO EXTERIOR	ESPESOR PARED	PESO	DIÁMETRO EXTERIOR	ESPESOR PARED	PESO	DIÁMETRO EXTERIOR	ESPESOR PARED	PESO	DIÁMETRO EXTERIOR	ESPESOR PARED	PESO
mm	pulg.	m	mm	mm	kg / m	mm	mm	kg / m	mm	mm	kg / m	mm	mm	kg / m
100	4	12	114.3	5.4	1.932	114.3	4.4	1.528	114.3	3.5	1.430	114.3	2.8	1.140
150	6	12	168.3	8.0	4.100	168.3	6.5	3.314	168.3	5.2	2.780	168.3	4.1	2.220
200	8	12	219.1	10.4	6.900	219.1	8.4	5.606	219.1	6.7	4.510	219.1	5.3	4.100
250	10	12	273.0	12.9	10.870	273.0	10.5	8.675	273.0	8.4	7.044	273.0	6.6	5.830
300	12	12	323.8	15.3	15.250	323.8	12.5	12.202	323.8	9.9	9.850	323.8	7.8	8.300
350	14	12	355.6	16.9	18.338	355.6	13.7	14.676	355.6	10.9	11.740	355.6	8.6	9.450
400	16	12	407.4	19.3	23.020	407.4	15.6	19.169	407.4	12.5	15.596	407.4	9.9	12.400
450	18	12	457.2	21.8	31.350	457.2	17.6	24.261	457.2	14.0	19.730	457.2	11.1	15.750
500	20	12	508.0	24.8	38.320	508.0	19.5	29.950	508.2	15.6	24.140	508.2	12.4	19.430
550	22	12	558.8	26.6	45.325	558.8	21.5	36.857	558.8	17.2	29.460	558.8	13.6	24.130
600	24	12	609.6	29.0	53.947	609.6	23.4	43.047	609.6	18.7	34.963	609.6	14.8	27.945
650	26	12	660.4	31.4	62.432	660.4	25.4	49.708	660.4	20.3	41.125	660.4	16.1	32.875
700	28	12	711.2	33.8	72.391	711.2	27.3	58.902	711.2	21.8	47.590	711.2	17.3	38.104
750	30	12	762.0	36.2	83.090	762.0	29.3	67.392	762.0	23.4	54.140	762.0	18.5	43.719
800	31.5	12	800.0	38.1	91.123	800.0	30.8	74.438	800.0	24.6	60.545	800.0	19.5	47.898
810	32	12	812.0	38.7	94.740	812.0	31.3	77.460	812.0	25.0	62.384	812.0	19.8	49.835
850	34	12	863.0	41.1	106.923	863.0	33.2	87.394	863.6	26.5	70.870	863.6	21.0	56.228
900	36	12	914.4	43.5	119.843	914.4	35.2	97.170	914.4	28.1	81.000	914.4	23.0	63.137

NOTA : Presión máxima de aplastamiento (5 % de deformación del diámetro).
TIPO 21 = 4.00 Kgf / cm^2
TIPO 26 = 3.00 Kgf / cm^2
TIPO 32.5=1.90 Kgf / cm^2

NOTA : Presión máxima de trabajo de la tubería en base a su RD
TIPO 21 = 5.60 Kgf / cm^2
TIPO 26 = 4.50 Kgf / cm^2
TIPO 32.5 = 3.60 Kgf / cm^2

1.2.2 Obras accesorias

Las obras accesorias comúnmente usadas para mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado son:

- Descarga domiciliaria
- Pozos de visita
- Estructuras de caída
- Sifones invertidos
- Cruces elevados
- Cruces con carreteras y vías de ferrocarril
- Cruces con ríos, arroyos o canales.

A continuación se hace una descripción de sus características y funciones.

1.2.2.1 Descarga domiciliaria

La descarga domiciliaria o “albañal exterior”, es una tubería que permite el desalojo de las aguas servidas, de las edificaciones a la atarjea.

La descarga domiciliaria se inicia en un registro principal, localizado en el interior del predio, provisto de una tapa de cierre hermético que impide la salida de malos olores, con un diámetro mínimo de 15 cm, una profundidad mínima de 60 cm y una pendiente mínima del 1%; se conecta a la atarjea por medio de un codo de 45 grados y un slant.

Se debe garantizar que la conexión del albañal a la atarjea, sea hermética. Dependiendo del tipo de material de la atarjea o colector, se debe de seleccionar de preferencia el mismo material en la tubería de albañal y en las piezas especiales, así como el procedimiento de conexión correspondiente. A continuación se describen los procedimientos de instalación y las piezas usadas en las diferentes conexiones domiciliarias según el tipo de material.

a) En tubería de concreto.

En tuberías de concreto, para efectuar la conexión del albañal con la atarjea o colector, se utiliza el denominado “slant” que es una pieza especial de concreto con campana (para unir con unillo de hule) y con un extremo espiga cortado a 45 grados con respecto a su eje, para unir con la atarjea o colector, lo cual permite que la conexión domiciliaria una vez construida quede con este ángulo de deflexión; al slant se conecta un codo a 45 grados de concreto con espiga y campana para su acoplamiento al albañal con anillo de hule, el cual generalmente es perpendicular a la atarjea o colector. En el caso de una conexión con un colector con cierta profundidad, será necesario incluir en la conexión un tramo de albañal entre el “slant” y el codo. Para la conexión del “slant” a la atarjea o colector se deberá perforar uno u otro, uniéndolos con cementante (ver Figura 1.13).

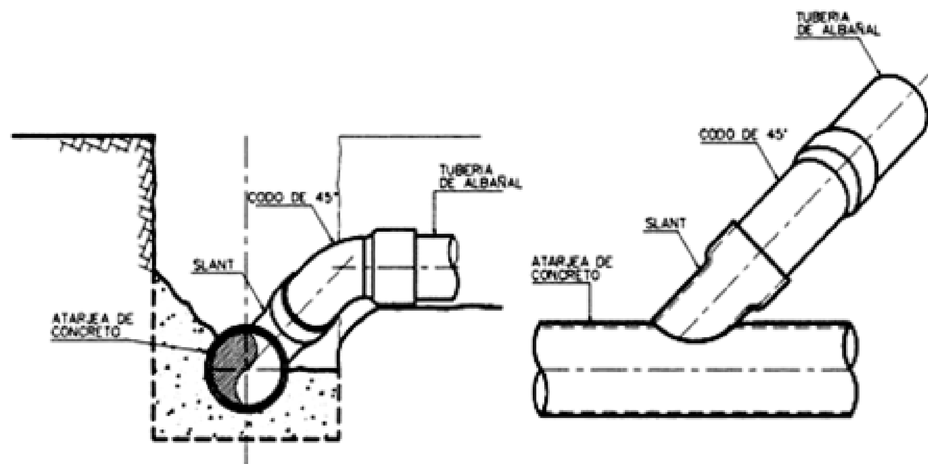


Figura 1.13 Descarga domiciliaria con tubería de concreto

b) En tubería de fibrocemento.

Para la conexión domiciliaria en tubería de fibrocemento, el procedimiento es similar al descrito en tubería de concreto; se emplean: el “slant” a 45 grados con campana (para unir con anillo) y extremo de apoyo para unir a la atarjea o colector con pasta epóxica; y el codo de 45 grados con espiga y campana para su acoplamiento al albañal con anillo de hule (ver Figura 1.14).

c) En tubería de Poli (cloruro de vinilo) (PVC).

En este tipo de conexión, se utiliza una silleta de PVC a 45 grados con campana (para unir con anillo) y extremo de apoyo para unir a la atarjea o colector y un codo de 45 grados con espiga y campana para su acoplamiento al albañal con anillo de hule. La silleta se acopla a la atarjea por cementación, o bien, se sujeta por medio de un par de abrazaderas o cinturones de material resistente a la corrosión en este segundo caso, la silleta esta provista de un anillo de hule con el que se logra la hermeticidad con la atarjea. Existe la posibilidad de utilizar “Y” reducidas en lugar de silletas, pero se requiere conocer, antes de instalar las atarjeas, donde se conectaran las descargas domiciliarias (ver Figura 1.15).

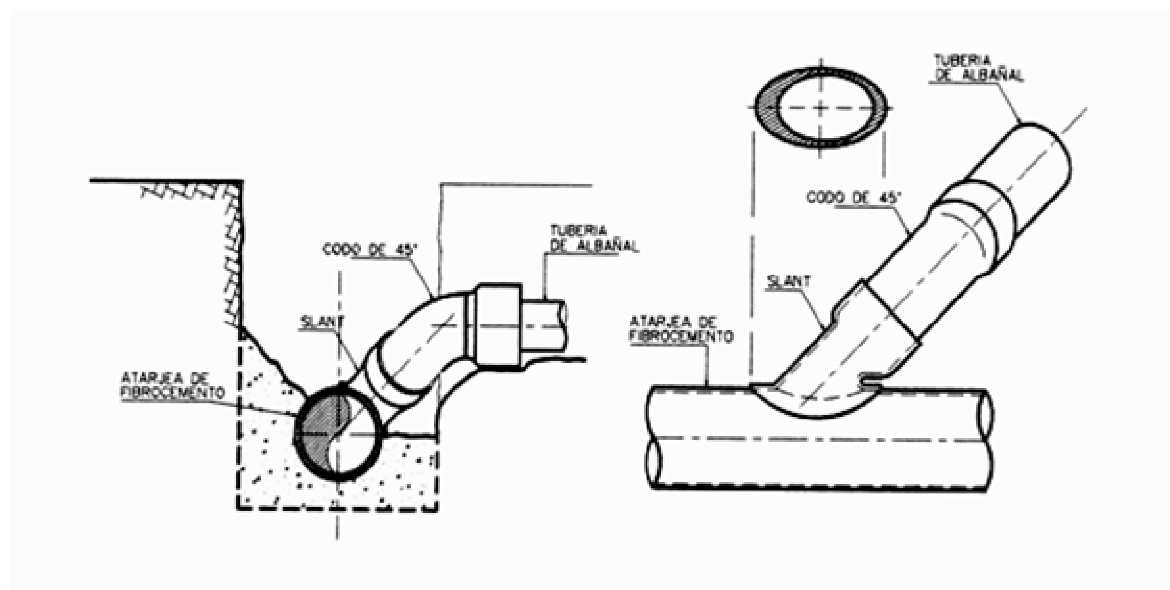


Figura 1.14 Descarga domiciliaria con tubería de fibrocemento

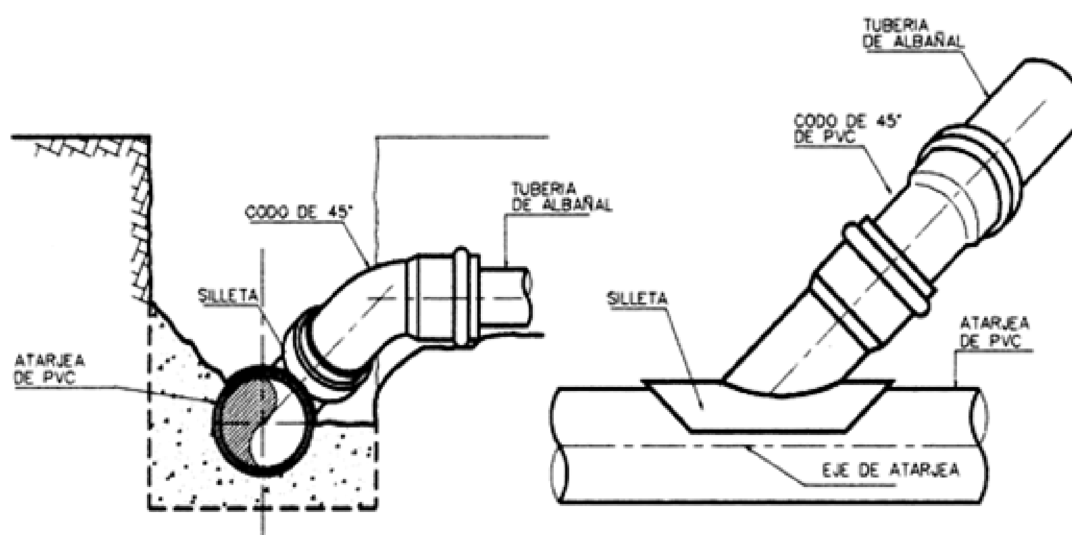


Figura 1.15 Descarga domiciliaria con tubería de PVC

d) En tubería de Polietileno de alta densidad.

Se utiliza un “slant” o silleta a 45 grados y un codo a 45 grados. La unión entre el albañal y la atarjea cuando el sistema está seco, se realiza soldando el “slant” (fabricado del mismo material) a la atarjea con soldadura de aporte; cuando el sistema está en operación o el nivel freático está superficial, se debe emplear una silleta de polietileno, la cual se sujeta con una abrazadera. En este caso la silleta se asienta sobre un empaque de neopreno (ver Figura 1.16a y b).

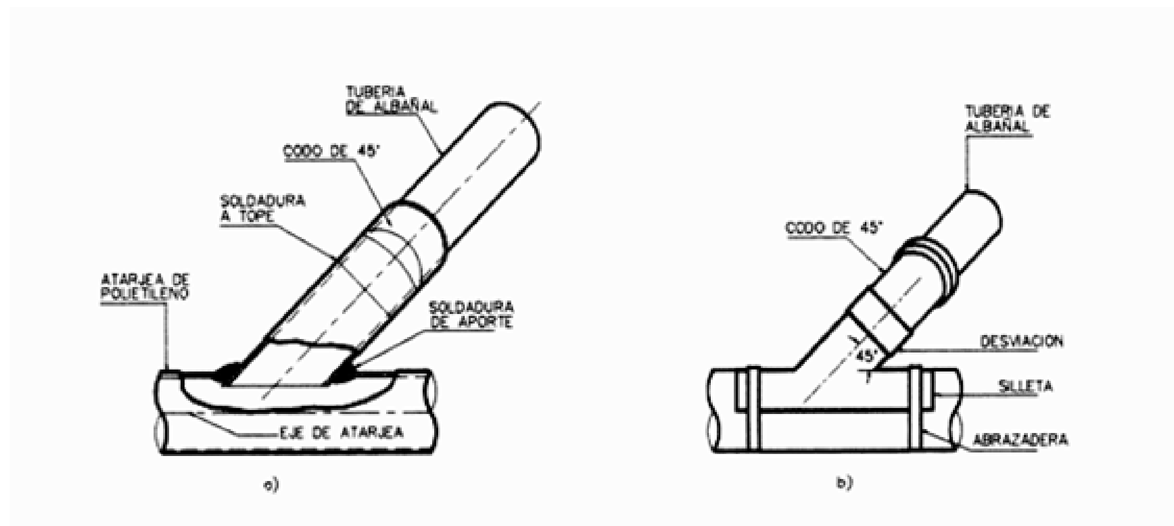


Figura 1.16 Descarga domiciliaria con tubería de polietileno

1.2.2.2 Pozos de visita

Son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado. Se utilizan generalmente en la unión de varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Los materiales utilizados en la construcción de los pozos de visita, deben asegurar la hermeticidad de la estructura y de la conexión con la tubería.

Pueden ser construidos en el lugar o pueden ser prefabricados, su elección dependerá de un análisis económico.

a) Pozos de visita construidos en el lugar.

Se clasifican en: pozos comunes, pozos especiales, pozos caja, pozos caja unión y pozos caja deflexión.

Comúnmente se construyen de tabique, concreto reforzado o mampostería de piedra. Cuando se usa tabique, el espesor mínimo será de 28 cm a cualquier profundidad.

Este tipo de pozos de visita se deben aplanar y pulir exteriormente e interiormente con mortero cemento-arena mezclado con impermeabilizante, para evitar la contaminación y la entrada de aguas freáticas; el espesor del aplanado debe ser como mínimo de 1 cm. Además se debe de garantizar la hermeticidad de la conexión del pozo con la tubería, utilizando anillos de hule (ver Figura 1.17)

Búsqueda por palabra

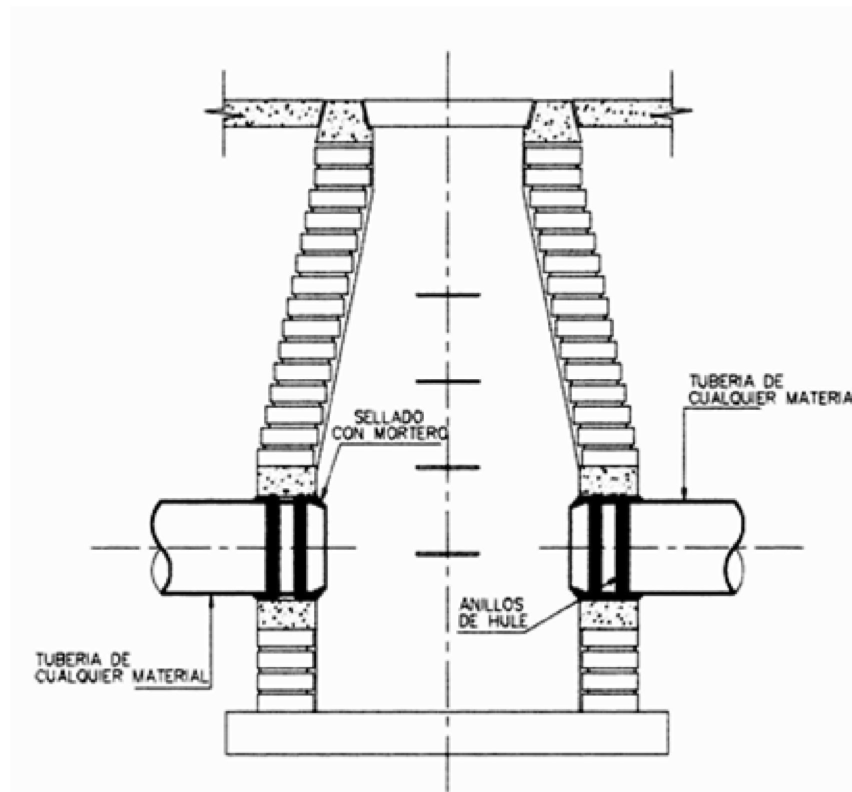


Figura 1.17 Conexión hermética de pozo de visita con tubería

Pozos comunes.

Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de tabique de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado aunque la chimenea sea de tabique. En cualquier caso, las banquetas del pozo pueden ser de tabique o piedra. Todos estos elementos se juntan con mortero cemento-arena. Son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido, cubre la boca. El piso de los pozos de visita comunes, es una plataforma en la cual se localizan canales (medias cañas) que prolongan los conductos. Una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema.

Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m, se utilizan con tubería de hasta 61 cm de diámetro, con entronques de hasta 0.45 m de diámetro y permiten una deflexión máxima en la tubería de 90 grados.

Pozos especiales.

Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes (son construidos de tabique y tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior), pero son de dimensiones mayores.

Existen dos tipos de pozos especiales: el tipo 1, presenta un diámetro interior de 1.5 m, se utiliza con tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados y el tipo 2, el cual presenta 2.0 m de diámetro interior, se usa con diámetros de 1.22 m y entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados.

Pozos caja

Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique similar a la de los pozos comunes y especiales. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de éste último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado. Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías.

Existen tres tipos de pozos caja: el tipo 1, que se utiliza en tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.60 m de diámetro; el tipo 2, que se usa en tuberías de 0.76 a 1.22 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.76 m de diámetro; y el tipo 3, el cual se utiliza en diámetros de 1.52 a 1.83 m con entronques a 45 grados hasta de 0.76 m de diámetro (ver planos Nº 4, 5 y 6 respectivamente).

Pozos caja de unión.

Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregulares. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías.

Existen dos tipos de pozos caja unión: el tipo 1, se utiliza en tuberías de hasta 1.52 m de diámetro con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.22 m de diámetro; y el tipo 2, el cual se usa en diámetros de hasta 2.13 m con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.52 m de diámetro (ver planos 7 y 8 respectivamente).

Pozos caja de deflexión.

Se les nombra de esta forma a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tienen sólo una de salida con un ángulo de 45 grados como máximo. Se utilizan en tuberías de 1.52 a 3.05 m de diámetro.

b) Pozos prefabricados

Este tipo de pozos se entregan en obra como una unidad completa. Su peso, relativamente ligero, asegura una fácil maniobra e instalación.

A continuación, se describen las características de algunos tipos de pozos prefabricados.

Pozos de fibrocemento tipo integral.

La estructura de este tipo de pozos prefabricados, está constituida por un tubo, tapa inferior y conexiones de fibrocemento. La profundidad de instalación para un pozo de este tipo es de 5 m, sin embargo, se pueden construir pozos de mayor profundidad, mediante el empleo de un cople con junta hermética (ver Figura 1.18).

Los pozos de fibrocemento se conectan a la red de alcantarillado de igual forma que la tubería de fibrocemento (los tubos se conectan a los pozos por medio del sistema de cople con anillo de hule).

Este tipo de pozos están sellados en su base con una tapa de fibrocemento lo que garantiza su hermeticidad. La losa de la parte superior de los pozos puede ser prefabricada o construida en el lugar. Adicionalmente se puede instalar en el pozo un anillo de hule, que podrá colocarse en el perímetro de la boca del pozo antes de asentar la losa de concreto, el cual sirve para dar hermeticidad al pozo y eliminar las cargas puntuales. El pozo de visita se deberá desplantar sobre una plantilla bien compactada con un espesor mínimo de 10 cm. Donde el nivel freático es alto y existe peligro de supresión, el pozo de visita se debe asentar sobre una base de concreto para asegurar su posición.

Todas las conexiones de entrada y salida se colocan en el pozo según las especificaciones que se proporcionen al fabricante. En general los datos que se requieren son los siguientes:

- Profundidad de las tuberías del nivel del terreno natural al nivel de arrastre, en el sitio del pozo.
- Diámetro de emisor, colectores y atarjeas a conectar.
- Angulo que forman: emisor, colectores y atarjeas de entrada y salida.
- Caídas adosadas, si se requieren.

Los tipos de pozos de visita de fibrocemento integral que se fabrican son los siguientes:

TIPO DE POZO	DIÁMETRO INTERIOR (m)	DIÂMETRO DE TUBERÍA A UNIR (m)
COMÚN	1.20	0.20 a 0.60
ESPECIAL 1	1.50	0.75 a 1.10
ESPECIAL 2	2.00	1.20 a 2.00
CAÍDA ADOSADA	hasta 2.00	.0.20 a 0.25

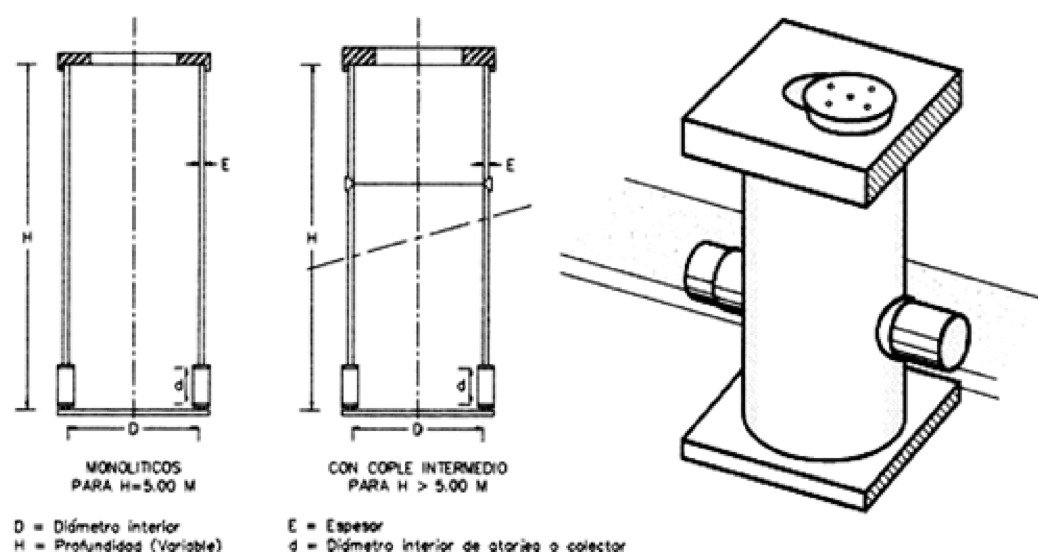


Figura 1.18 Pozo de visita de fibrocemento

Pozos de concreto

La estructura de este tipo de pozos, está constituida por un tubo de concreto de altura variable con tapa inferior y un cono concéntrico de 0.6 m de altura y 0.6 m de diámetro superior. La profundidad de instalación para un pozo de este tipo es adaptable a las necesidades del proyecto, ya que se pueden unir dos o mas segmentos de tubo de longitud de 2.5 m (acoplados con junta hermética mediante el empleo de anillo de hule).

Este tipo de pozos se fabrican con las preparaciones necesarias para poder conectarse a las tuberías de la red de alcantarillado, mediante el empleo de anillo de hule en las uniones (ver Figura 1.19)

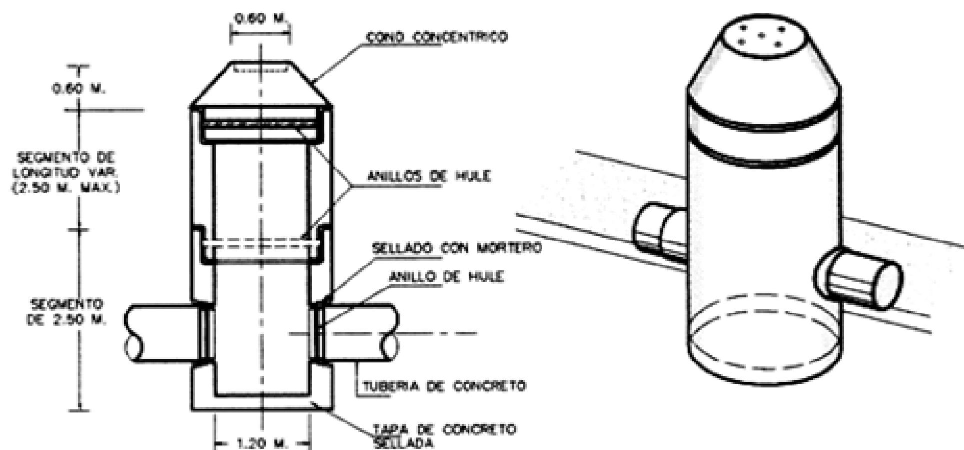


Figura 1.19 Pozo de visita de concreto prefabricado

Los pozos de concreto están sellados en su base con una tapa del mismo material. La tapa de la parte superior de los pozos puede ser prefabricada o construida en el lugar. El pozo de visita se deberá desplantar sobre una plantilla bien compactada con un espesor mínimo de 10 cm. Donde el nivel freático es alto y existe peligro de supresión, el pozo de visita se debe asentar sobre una base de concreto para asegurar su posición.

Todas las preparaciones de entrada y salida se colocan en el pozo según las especificaciones que se proporcionen al fabricante. En general los datos que requiere el fabricante son los mismos que para los pozos de fibrocemento.

Actualmente se fabrica el pozo de visita común, con un diámetro interior de 1.2 m y se usa para unir tuberías de 0.2 a 0.61 m con entronques de hasta .0.45 m de diámetro.

Otros tipos de pozos.

Existen otros tipos de pozos prefabricados, como son los pozos de polietileno y los pozos fibra de vidrio y poliéster, los cuales no se fabrican actualmente en México, sin embargo, son fabricados y utilizados en otros países.

1.2.2.3 Estructuras de caída

Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel.

Las estructuras de caída que se utilizan son:

- Caídas libres.- Se permiten caídas hasta de 0.50 m dentro del pozo sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.
- Pozos con caída adosada.- Son pozos de visita comunes, a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de 0.20 y 0.25 m de diámetro con un desnivel hasta de 2.00 m.
- Pozos con caída.- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea de tabique, a los cuales en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m.
- Estructuras de caída escalonada.- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 0.50 en 0.50 m hasta llegar a 2.50 m (cinco tramos) como máximo, que están provistas de dos pozos de visita en los extremos, entre los cuales se construye la caída escalonada; en el primer pozo, se localiza la plantilla de entrada de la tubería, mientras que en el segundo pozo se ubica su plantilla de salida. Este tipo de estructuras se emplean en tuberías con diámetros desde 0.91 hasta de 2.44 m.

1.2.2.4 Sifones invertidos

Cuando se tienen cruces con alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, tubería o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, generalmente se utilizan sifones invertidos

En su diseño, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Velocidad mínima de escurrimiento de 1.20 m/s para evitar sedimentos.

- Analizar la conveniencia de emplear varias tuberías a diferentes niveles, para que, de acuerdo a los caudales por manejar, se obtengan siempre velocidades adecuadas. La primera tubería tendrá capacidad para conducir el gasto mínimo de proyecto.

- En el caso de que el gasto requiera una sola tubería de diámetro mínimo de 20 cm, se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 60 cm/s.

- Se deben proyectar estructuras adecuadas (cajas), tanto a la entrada como a la salida del sifón, que permitan separar y encauzar los caudales de diseño asignados a cada tubería.

- Se deben colocar rejillas en una estructura adecuada, aguas arriba del sifón, para detener objetos flotantes que puedan obstruir las tuberías del sifón.

1.2.2.5 Cruces elevados

Cuando por necesidad del trazo, se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura, generalmente se logra por medio de una estructura que soporta la tubería. La tubería puede ser de acero o polietileno, la estructura por construir puede ser un puente ligero de acero, de concreto o de madera, según el caso.

La tubería para el paso por un puente vial, ferroviario o peatonal, debe ser de acero y estar suspendida del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que debe colocarse en un sitio que permita su protección y su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente, se deben construir cajas de inspección o pozos de visita.

1.2.2.6 Cruces subterráneos con carreteras y vías de ferrocarril

Para este tipo de cruzamientos, la práctica común es usar tubería de acero con un revestimiento de concreto. En algunos casos el revestimiento se coloca únicamente para proteger a la tubería de acero del medio que la rodea; en otros casos, se presenta la solución en que la tubería de acero es solo una camisa de espesor mínimo y la carga exterior la absorbe el revestimiento de concreto reforzado, en forma de conducto rectangular. El tipo de cruce elegido debe contar con la aprobación de la SCT.

En cruces ferroviarios, una solución factible cuando el diámetro de la tubería de alcantarillado es menor o igual a 30 cm, es introducir la tubería dentro de una camisa formada por un tubo de acero hincado previamente en el terreno, el cual se diseña para absorber las cargas exteriores. Este tipo de cruces deben de construirse de acuerdo a las especificaciones de los FFCC, quienes deben de aprobar el proyecto.

1.2.2.7 Cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales

En este tipo de cruzamientos, se debe de tener especial cuidado en desplantar el cruzamiento a una profundidad tal que la erosión de la corriente no afecte a la estabilidad de éste. Este tipo de cruzamiento subterráneo se recomienda hacerlo con tubería de acero, revestida de concreto simple o reforzado según lo marque el diseño correspondiente. Se considera una buena práctica colocar sobre el revestimiento en forma integral un lavadero de concreto que siga las curvas de nivel del cauce, para no alterar el régimen de la corriente. Este revestimiento que se menciona servirá para atracar a la tubería, tanto en columpios como en crestas. En algunas ocasiones cuando no existe el peligro muy marcado de lo que pueda representar la erosión de la corriente, el lavadero de concreto puede sustituirse por otro, construido con material de la región como mampostería de piedra o zampeado de piedra, o bien únicamente esta última, pero colocada en forma suelta con dimensión promedio de 60 cm, pero conservando el diseño de colocar a la tubería dentro del revestimiento de concreto simple o reforzado. La tubería debe ser debidamente anclada por medio

de atraques de concreto, para impedir su deslizamiento por socavación del fondo del río o arroyo.

1.2.3 Estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo, son instalaciones integradas por infraestructura civil y electromecánica, destinadas a transferir volúmenes de aguas negras o tratadas de un determinado punto a otro, para satisfacer ciertas necesidades.

Las instalaciones civiles y electromecánicas básicas de una estación típica de bombeo son las siguientes:

- Cárcamo de bombeo.
- Subestación eléctrica.
- Equipo de bombeo.
- Motor Eléctrico.
- Controles Eléctricos.
- Arreglo de la descarga.
- Equipo de maniobras.

1.2.3.1 Cárcamo de bombeo

Un cárcamo de bombeo es una estructura vertical a superficie libre en donde descarga el colector, interceptor o emisor de aguas negras o tratadas y donde se instalan los equipos electromecánicos para elevar el agua al nivel deseado.

Las partes constitutivas de los cárcamos de bombeo son las siguientes:

a) Canal o tubo de llegada.
b) Transición de llegada.
c) Zona de control y cribado.
    Pantalla.
    Rejillas primarias.
    Desarenador y bombas de lodos.
    Rejillas secundarias.
d) Cámara de bombeo.

1.2.3.2 Subestación eléctrica

La subestación eléctrica tiene como función principal, aprovechar la energía eléctrica que proporciona la compañía suministradora y transformarla a las condiciones que requieren los motores para su funcionamiento.

Los elementos constitutivos de una subestación eléctrica se pueden clasificar en principales y secundarios:

Elementos principales:

Apartarrayos.
Cuchillas desconectadoras.
Cuchillas portafusibles.
Interruptor en aceite.
Transformador.
Capacitores.
Tableros.
Transformadores de instrumentos.
Sistema de tierras.

Elementos secundarios:

Cables de potencia.
Cables de control.
Alumbrado.
Estructura.
Herrajes.
Equipo contra incendio.

1.2.3.3 Equipo de bombeo

El equipo de bombeo es el elemento encargado de transferir el agua desde el cárcamo de bombeo, hasta el lugar donde se requiera.

Los equipos de bombeo que comúnmente se utilizan para el manejo de aguas negras o tratadas son los siguientes:

a) Bombas de flujo mixto.
b) Bombas de flujo axial.
c) Bombas inatascables, verticales y sumergibles.

Aún cuando se pueden utilizar bombas centrífugas convencionales para bombeo de aguas residuales, existe, en el campo de las bombas centrífugas, un grupo especial de bombas para ésta aplicación, denominadas genéricamente como bombas inatascables, cuyo diseño les permite operar con líquidos conteniendo sólidos de gran tamaño, 25.4 mm. de diámetro (1.0") o más grandes, pastas aguadas abrasivas ó bien aguas negras. Estas bombas pueden ser sumergibles, motor y bomba, o verticales, con motor fuera del cárcamo; ambas son normalmente, de un solo paso con impulsor abierto o semiabierto para bajas cargas y gastos medianos, su instalación es relativamente sencilla porque su diseño incluye la placa de instalación, si son verticales o bien las carcasas incluyen "piernas" para su apoyo en el piso del cárcamo y aparejos, riel y cable, para su arrastre fuera del cárcamo, si son sumergibles. A menos que las condiciones de operación estén fuera del campo de cobertura de este tipo se podrán utilizar otro tipo de bombas, de lo contrario se preferirán las bombas inatascables.

1.2.3.4 Motor eléctrico

El motor eléctrico es el equipo que proporciona la energía motriz para el accionamiento de la bomba.

1.2.3.5 Controles eléctricos

Los controles eléctricos son los dispositivos de mando para arranque y paro de los motores eléctricos, que proveen los elementos de protección del equipo eléctrico para evitar daños, por condiciones anormales en la operación de los motores.

1.2.3.6 Arreglo de la descarga

El arreglo de la descarga de las plantas de bombeo, es un conjunto integrado por piezas especiales de fontanería, dispositivos de apertura y seccionamiento, medición y seguridad que permiten el manejo y control hidráulico del sistema.

1.2.3.7 Equipo de maniobras

Para los requerimientos de equipos de maniobras en las estaciones de bombeo, existen en el mercado diferentes arreglos, capacidades y dimensiones de grúas.

La grúa es un equipo estructurado, formado por un conjunto de mecanismos, cuya función es la elevación y el transporte de cargas, que en plantas de bombeo y/o rebombeo se usan en las siguientes modalidades:

Elevación y transporte de carga a lo largo de una línea de trabajo.
Elevación y transporte de carga a través de una superficie de trabajo.

Para cumplir satisfactoriamente con los requerimientos de manipulación de equipos y accesorios, tales como bombas, motores, válvulas, columnas de succión, etc. y trasladarlos a un área de maniobras para enviarlos a reparación y/o mantenimiento y que cubren las dos modalidades descritas, en general se utilizan los siguientes tipos de grúas:

a) Grúa viajera.
b) Grúa aporticada.
c) Sistema monocarril.
d) Grúa giratoria.

2 DISEÑO HIDRÁULICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 Topografía

El diseño de la red de atarjeas debe adecuarse a la topografía de la localidad, siguiendo alguno de los modelos de configuración de red de atarjeas descritos en el apartado 2.1.1.1. La circulación del agua debe ser por gravedad y las tuberías seguirán, en lo posible, la pendiente del terreno. En el caso de que existan en la localidad zonas sin drenaje natural, la circulación del agua en la red de atarjeas también deberá ser por gravedad; el agua residual tendrá que recolectarse en un cárcamo de bombeo localizado donde el colector tenga la cota de plantilla mas baja, para después enviarla mediante un emisor a presión, a zonas de la red de atarjeas o colectores, que drenen naturalmente.

2.1.2 Planos

2.1.2.1 Planos topográficos

Plano topográfico actualizado, escala 1:1,000 ó 1:2,000, dependiendo del tamaño de la localidad, con información producto de nivelación directa. El plano debe tener curvas de nivel equidistantes a un metro y elevaciones de terreno en cruceros y puntos notables entre cruceros, como puntos bajos, puntos altos, cambios de dirección o pendiente.

2.1.2.2 Plano de pavimentos y banquetas

Debe anotarse su tipo y estado de conservación, además, indicar la profundidad del nivel freático, clasificación del terreno en porcentajes del tipo de material por excavar, localizando los sondeos efectuados.

2.1.2.3 Plano actualizado de la red

En el caso que se vaya a desarrollar una ampliación o una rehabilitación de una red existente, se debe indicar la longitud de los tramos de tuberías, sus diámetros, el material de que están construidas, estado de conservación, elevaciones de los brocales y plantillas de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, identificar las obras accesorias de la red, las estructuras de descarga actual, los sitios de vertido y el uso final de las aguas residuales.

2.1.2.4 Plano de agua potable

Información de las áreas con servicio actual de agua potable y de las futuras ampliaciones, con sus programas de construcción; así como las densidades de población y dotaciones para cada una de las etapas de proyecto consideradas.

2.1.2.5 Planos de uso actual del suelo

Se deben localizar las diferentes zonas habitacionales con sus diferentes densidades de población, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes.

2.1.2.6 Plano predial

Se debe definir el número de lotes, su forma y la vialidad a donde pueden descargar las aguas residuales.

2.1.2.7 Plano de uso futuro del suelo

Es necesario identificar los planes de desarrollo de la localidad. En el plano deberán localizarse las áreas que ocuparán en el futuro las diferentes zonas habitacionales con sus nuevas densidades de población, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes.

2.1.3 Gastos de diseño

Para el cálculo de los gastos de diseño en las redes de alcantarillado, se puede consultar el libro Datos Básicos del MAPAS.

Los gastos de diseño que se emplean en los proyectos de alcantarillado sanitario son: Gasto medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

El sistema de alcantarillado sanitario, debe construirse herméticamente por lo que no se adicionará al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones.

2.1.3.1 Gasto medio

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

Para calcular el gasto medio de aguas negras, se requiere definir la aportación de aguas residuales de las diferentes zonas identificadas en los planos de uso de suelo. La aportación es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado, la cual es un porcentaje del valor de la dotación de agua potable.

En zonas habitacionales, se adopta como aportación de aguas residuales el 75% de la dotación de agua potable, considerando que el 25 % restante se consume antes de llegar a las atarjeas.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras en cada tramo de la red se calcula con:

$$Qmed. = \frac{Ap \cdot P}{86{,}400}$$

donde:

- $Qmed.$ es el gasto medio de aguas negras en l/s.
- Ap es la aportación en litros por habitante al día.
- P es la población en número de habitantes.
- 86,400 son el número de segundos al día.

En las localidades que tienen zonas industriales, comerciales o públicas con un volumen considerable de agua residual, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de éstas zonas, independientemente de las habitacionales.

En función del área y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red se calcula con:

$$Qmed. = \frac{Ap \cdot A}{86{,}400}$$

donde:

- $Qmed.$ es el gasto medio de aguas residuales en l/s.
- Ap es la aportación en litros por metro cuadrado al día o litros por hectárea al día.
- A es el área de la zona industrial, comercial o pública.
- 86,400 son el número de segundos al día.

2.1.3.2 Gasto mínimo

El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentan en una tubería. Este valor es igual a la mitad del gasto medio. En las Tablas 2.1 y 2.2, se muestran para las diferentes tuberías que existen en el mercado, valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa, en la Tabla 2.1, que el límite inferior es de 1.5 l/s, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 l/s, se debe usar éste valor en el diseño. El gasto de 1.5 l/s es el que genera la descarga de un inodoro con tanque tradicional de 16 litros. Como actualmente existe una tendencia al uso de muebles de bajo consumo, que utilizan 6 litros por descarga con un gasto promedio de 1.0 l/s, se podrá utilizar éste último

valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se asegure que en dichos tramos existen este tipo de muebles sanitarios, Tabla 2.2.

2.1.3.3 Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Su valor, es el producto de multiplicar el gasto medio de aguas negras por un coeficiente M, que en el caso de la zona habitacional es el coeficiente de Harmon.

$$Q\max.inst. = M \cdot Qmed.$$

En el caso de zonas habitacionales el coeficiente M está dado por la siguiente fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes.

En tramos con una población acumulada menor de 1,000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.

Para una población acumulada mayor que 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de ésta cantidad, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

El coeficiente M en zonas industriales, comerciales o públicas presenta otra ley de variación. Siempre que sea posible, debe hacerse un aforo del caudal de agua residual en las tuberías existentes para determinar sus variaciones reales. De no disponer de ésta información, el coeficiente M podrá ser de 1.5 en zonas comerciales e industriales.

Tabla 2.1 Gasto mínimo de aguas residuales con inodoros de 16 litros

MATERIAL DE LA TUBERIA							INODORO DE 16 LITROS		
CONCRE-TO SIMPLE diámetro (cm)	CONCRE-TO REFOR-ZADO diámetro (cm)	ACERO diámetro (cm)	FIBROCE-MENTO diámetro (cm)	POLIETI-LENO DE ALTA densidad diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (ingles) diámetro (cm)	No. descargas simulta-neas	Aporta-ción por descarga (lps)	Gasto mínimo de aguas negras (lps)
10			10	10	11	10	1	1.5	1.5
15		17	15	15	16	15	1	1.5	1.5
20		22	20	20	20	20	1	1.5	1.5
25		27	25	25	25	25	1	1.5	1.5
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.5	3.0
38	38	36	35	35		37.5	2	1.5	3.0
		41	40	40	40		2	1.5	3.0
45	45	46	45	45		45	3	1.5	4.5
		51	50	50	50	52.5	4	1.5	6.0
				55			4	1.5	6.0
60	60	61	60	60	63	60	5	1.5	7.5
				65			6	1.5	9.0
				70			7	1.5	10.5
76	76		75	75			8	1.5	12.0
				80			9	1.5	13.5
				81			9	1.5	13.5
				85			10	1.5	15.0
	91		90	90			12	1.5	18.0
			100				15	1.5	22.5
	107		110				17	1.5	25.5
	122		120				23	1.5	34.5
			130				25	1.5	37.5
			140				28	1.5	42.0
	152		150				30	1.5	45.0
			160				32	1.5	48.0
			170				35	1.5	52.5
	183		180				38	1.5	57.0
			190				41	1.5	61.5
			200				44	1.5	66.0
	213						47	1.5	70.5
	244						57	1.5	85.5
	305						74	1.5	111.0

Regresar

Tabla 2.2 Gasto mínimo de aguas residuales con inodoros de 6 litros

MATERIAL DE LA TUBERIA							INODORO DE 6 LITROS		
CONCRETO SIMPLE diámetro (cm)	CONCRETO REFORZADO diámetro (cm)	ACERO diámetro (cm)	FIBROCEMENTO diámetro (cm)	POLIETILENO DE ALTA densidad diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (ingles) diámetro (cm)	No. descargas simultaneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo de aguas negras (lps)
10			10	10	11	10	1	1.0	1
15		17	15	15	16	15	1	1.0	1
20		22	20	20	20	20	1	1.0	1
25		27	25	25	25	25	1	1.0	1
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.0	2
38	38	36	35	35		37.5	2	1.0	2
		41	40	40	40		2	1.0	2
45	45	46	45	45		45	3	1.0	3
		51	50	50	50	52.5	4	1.0	4
				55			4	1.0	4
60	60	61	60	60	63	60	5	1.0	5
				65			6	1.0	6
				70			7	1.0	7
76	76		75	75			8	1.0	8
				80			9	1.0	9
				81			9	1.0	9
				85			10	1.0	10
	91		90	90			12	1.0	12
			100				15	1.0	15
	107		110				17	1.0	17
	122		120				23	1.0	23
			130				25	1.0	25
			140				28	1.0	28
	152		150				30	1.0	30
			160				32	1.0	32
			170				35	1.0	35
	183		180				38	1.0	38
			190				41	1.0	41
			200				44	1.0	44
	213						47	1.0	47
	244						57	1.0	57
	305						74	1.0	74

Búsqueda por palabra

Regresar

2.1.3.4 Gasto máximo extraordinario

El gasto máximo extraordinario es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado.

En función de éste gasto se determina el diámetro adecuado de las tuberías, ya que se tiene un margen de seguridad para prever los caudales adicionales en las aportaciones que pueda recibir la red.

Para el cálculo del gasto máximo extraordinario se tiene:

$$Q\max.ext. = Cs \cdot Q\max.inst.$$

donde:

Cs	es el coeficiente de seguridad adoptado.
Qmax. ext	es el gasto máximo instantáneo.

En el caso de aportaciones normales el coeficiente Cs será de 1.0; para condiciones diferentes, éste Cs será de 1.5.

2.1.4 Variables hidráulicas

2.1.4.1 Velocidades

a) Velocidad mínima.

La velocidad mínima se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s, considerando el gasto mínimo calculado según se indica en el apartado 3.1.3.2. Adicionalmente, debe asegurarse que el tirante calculado bajo éstas condiciones, tenga un valor mínimo de 1.0 cm, en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.

b) Velocidad máxima.

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras. La velocidad máxima permisible para los diferentes tipos de material se muestra en la Tabla 2.3. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario calculado según se indica en el apartado 3.1.3.4.

Búsqueda por palabra

Tabla 2.3 Velocidades máxima y mínima permisible en tuberías

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (m/s)	
	MÁXIMA	MÍNIMA
Concreto simple	3.00	0.30
Concreto reforzado	3.50	0.30
Acero	5.00	0.30
Fibrocemento	5.00	0.30
Polietileno	5.00	0.30
Poli (cloruro de vinilo) (PVC)	5.00	0.30

2.1.4.2 Pendientes.

El objeto de limitar los valores de pendientes es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la erosión de las tuberías.

Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y de tirantes mínimos del apartado anterior y la ubicación y topografía de los lotes a los que se dará servicio.

En los casos especiales en donde la pendiente del terreno sea muy fuerte, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas, y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

En la Tabla 2.4 aparecen las pendientes mínimas recomendadas para los diferentes tipos de tuberías. Estas pendientes podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación en cada caso.

Regresar

Tabla 2.4 Pendientes mínimas recomendadas

TIPO DE TUBERIA, DIAMETRO EN CM, PENDIENTE MINIMA EN MILESIMAS.										
COEF.FRICCION=0.013			COEF.FRIC.=0.0 14		COEF.FRIC.=0.0 10		COEF.FRIC.=0.009			
C.S. diámetro (cm)	C.R. diámetro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	AC. diámetro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	FC. diámetro (cm)	PEN. MIN. (milésima)	PEAD diámetro (cm)	PVC (Métrico) diámetro (cm)	PVC (inglés) diámetro (cm)	PEN. MIN. (milésima)
15			17	5.0	15	3.0	15	16	15	2.5
20		4.0	22	4.0	20	2.0	20	20	20	2.0
25		2.5	27	3.0	25	1.5	25	25	25	1.5
30	30	2.0	32	2.5	30	1.5	30	31.5	30	1.0
38	38	1.5	36	2.0	35	1.0	35		37.5	0.7
			41	1.5	40	0.8	40	40		0.7
45	45	1.2	46	1.3	45	0.7	45		45	0.6
			51	1.1	50	0.6	50	50	52.5	0.5
							55			0.5
60	60	0.8	61	0.9	60	0.5	60	63	60	0.4
							65			0.4
							70			0.3
76	76	0.6			75	0.4	75			0.3
							80			0.3
							81			0.3
							85			0.3
	91	0.5			90	0.3	90			0.3
					100	0.3				
	107	0.4			110	0.3				
	122	0.3			120	0.2				
					130	0.2				
					140	0.2				
	152	0.3			150	0.2				
					160	0.2				
					170	0.2				
	183	0.2			180	0.2				
					190	0.1				
					200	0.1				
	213	0.2								
	244	0.2								
	305	0.1								

C.S. CONCRETO SIMPLE.
C.R. CONCRETO REFORZADO.
AC. ACERO
FC. FIBROCEMENTO
PEAD POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD.
PVC POLI (CLORURO DE VINILO) (PVC).

Búsqueda por palabra

2.1.4.3 Diámetros

a) Diámetro mínimo.

La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías debe ser de 20 cm.

b) Diámetro seleccionado.

El diámetro seleccionado, estará en función de los apartados 1.2.1, 2.1.3 y 2.1.4, asimismo lo considerado en 3.1.5.

2.1.5 Profundidades de zanjas

2.1.5.1 Profundidad mínima

La profundidad mínima la rigen dos factores:

- Evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, mediante un colchón mínimo que es función de la resistencia del tubo. Para definir el colchón mínimo deberá realizarse un análisis de cada caso en particular. Los principales factores que intervienen para definir el colchón mínimo son: material de tubería, tipo de terreno y las cargas vivas probables. En el apartado 8 aparecen los colchones mínimos recomendados para los diferentes materiales y clases de tuberías.

- Permitir la correcta conexión del 100% de las descargas domiciliarias al sistema de alcantarillado, con la consideración de que el albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 10 milésimas y el registro interior más próximo al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cm.

2.1.5.2 Profundidad máxima

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores durante la excavación, de acuerdo con la estabilidad del terreno en que quedará alojada la tubería, variando en función de las características particulares de la resistencia a la compresión o rigidez de las tuberías, haciendo el análisis respectivo en el que se tomará en cuenta el peso volumétrico del material de relleno, las posibles cargas vivas y el factor de carga proporcionado por la plantilla a usar.

En el caso de atarjeas se debe determinar con un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes, y el de la atarjea o atarjeas laterales, “madrinas”, incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que entre 3.00 y 4.00 metros de profundidad, el conducto principal puede recibir directamente los

albañales de las descargas y que a profundidades mayores, resulta mas económico el empleo de atarjeas laterales.

2.1.6 Obras accesorias

Como complemento a lo indicado en el apartado 1.2.2, a continuación se resume la información requerida en el diseño hidráulico de la red de alcantarillado.

2.1.6.1 Pozos de visita

a) Clasificación de los pozos de visita fabricados en obra.

En la Tabla 2.5, se indica que tipo de pozo de visita debe construirse, dependiendo del tipo y diámetro de la tubería de salida y del tipo y diámetro de las tuberías que entroncan a 45 ó 90 grados en el pozo.

El número máximo de tuberías que pueden descargar en un pozo de visita son tres y debe existir una tubería de salida.

b) Separación entre pozos de visita.

La separación máxima entre los pozos de visita debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes distancias de acuerdo con el diámetro.

- En tramos de 20 hasta 61 cm de diámetro, 125 m.
- En tramos de diámetro mayor a 61 cm y menor ó igual a 122 cm, 150 m.
- En tramos de diámetro mayor a 122 cm y menor ó igual a 305 cm, 175 m.

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles, como máximo un 10%.

c) Cambios de dirección.

Para los cambios de dirección, las deflexiones necesarias en los diferentes tramos de tubería se efectúan como se indica a continuación:
Si el diámetro de la tubería es de 61 cm o menor, los cambios de dirección son hasta de 90 grados, y deben hacerse con un solo pozo común.

Si el diámetro es mayor de 61 cm y menor o igual que 122 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse con un pozo especial.
Si el diámetro es mayor de 122 cm y menor o igual a 305 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse en un pozo caja de deflexión.

Si se requieren dar deflexiones mas grandes que las permitidas, deberán emplearse el número de pozos que sean necesarios, respetando el rango de deflexión permisible para el tipo de pozo.

Búsqueda por palabra

Tabla 2.5 Tipos de pozos de visita

	CS	CR	AC	FC	PEAD	PVC (met)	PVC (ing)	TIPO Y DIAMETRO DE LA TUBERIA DE SALIDA EN CM.																														
CS								15	20	25	30		38	45			60			76																		
CR											30		38	45			60			76				91		107	122			152			183			213	244	305
AC								17	22	27	32	36	41	46	51		61																					
FC								15	20	25	30	35	40	45	50		60			75				90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200			
PEAD								15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	81	85	90														
PVC (met)								16	20	25	31.5		40		50		63																					
PVC (ing)								15	20	25	30	37.5		45	62.5		60																					
T																																						
I	15		17	15	15	16	15	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E2	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
P	20		22	20	20	20	20		PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E2	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
O	25		27	25	25	25	25			PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E2	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
	30	30	32	30	30	31.5	30				PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E2	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1
Y			36	35	35		37.5					PC	PC	PC	PC	PC	PC	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
	38	38	41	40	40	40							PC	PC	PC	PC	PC	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
D	45	45	46	45	45		45							PC	PC	PC	PC	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
I			51	50	50	50	62.5								C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
A					55											C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
M	60	60	61	60	60	63	60										C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C1	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
					65													C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
T					70														C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
U		76		75	75															C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C2	C3	C3	C3	C3	C3	C3	U2	U2	U2	U2	U2
B					80																U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
					81																	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
D					85																		U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
E		91		90	90																			U1	U1	U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
				100																					U1	U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
E		107		110																						U1	U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
N		122		120																							U1	U1	U1	U1	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
T				130																								U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
R				140																									U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
A		152		150																										U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
D				160																											U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
A				170																												U2	U2	U2	U2	U2	U2	U2
		183		180																													U2	U2	U2	U2	U2	U2
C				190																														U2	U2	U2	U2	U2
M				200																															U2	U2	U2	U2
		213																																		U2	U2	U2
		244																																			U2	U2
		305																																				U2

- CS.- Tuberfa de concreto simple. PC.- pozo común
- CR.- Tuberfa de concreto reforzado E1.- pozo especial tipo 1.
- AC.- Tuberfa de acero. E2.- pozo especial tipo 2.
- FC.- Tuberfa de fibrocemento C1.- pozo caja tipo 1.
- PEAD.- Tubería de polietileno. C2.- pozo caja tipo 2.
- PVC (met).- Tubería de PVC, métrico. C3.- pozo caja tipo 3.
- PVC (ing).- Tubería de PVC, inglés U1.- Caja de unión tipo 1.
- U2.- Caja de unión tipo 2

2.1.6.2 Estructuras de caída

a) Caídas libres.

En pozos de visita común, especial 1 o especial 2, la caída libre es hasta de 50 cm para tuberías hasta de 25 cm de diámetro. En éste caso, la caída libre se mide de la plantilla del tubo de llegada a la clave del tubo de salida.

En pozos común o especial 1, con tuberías de entrada y salida de 30 a 76 cm de diámetro, la caída libre es de hasta un diámetro (el mayor). En éste caso la caída libre se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.

b) Caídas adosadas (CA).

Esta estructura se construye sobre tuberías de entrada hasta de 25 cm de diámetro, con caídas hasta 200 cm, y se adosa a pozo común, especial 1 o especial 2. En éste caso, la caída se mide de la clave del tubo de entrada a la clave del tubo de salida.

c) Pozos con caída (CP).

Se construyen sobre tuberías de entrada y salida de 30 a 76 cm de diámetro; no admiten entronques y la caída es hasta de 300 cm. En éste caso, la caída se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.

d) Caída escalonada (CE).

Se construyen sobre tuberías de entrada y salida mayores de 76 cm de diámetro; no admiten entronques y la caída es hasta de 250 cm. En éste caso, la caída se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.

En la Tabla 2.6 se indica que tipo de caída debe construirse dependiendo del diámetro de la tubería y cual es la altura máxima que debe tener dicha caída.

Tabla 2.6 Tipos de estructuras de caída

TIPO DE CAÍDA.	DIÁMETROS (cm)	ALTURA DE LA CAÍDA (cm)
Libre en pozo común, especial 1 o especial 2.	diámetro de entrada 20 a 25	50
Caída adosada a pozos común, especial 1 o especial 2	diámetro de entrada 20 a 25	200
Libre en pozo común o especial 1	diámetro de entrada y salida 30 a 76	un diámetro (el mayor)
Pozo con caída	diámetro de entrada y salida 30 a 76	300
Estructura de caída escalonada	diámetro de entrada y salida mayor de 76	250

(*).- La altura de la caída para cada caso, se calcula siguiendo las indicaciones de los párrafos anteriores.

2.1.6.3 Sifones invertidos

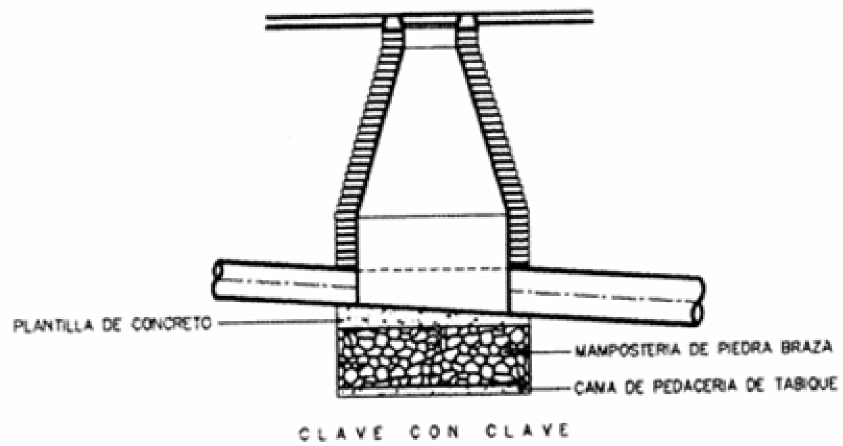
En el Anexo 1 se presenta un ejemplo de cálculo hidráulico de un sifón invertido utilizando las fórmulas de continuidad y Manning.

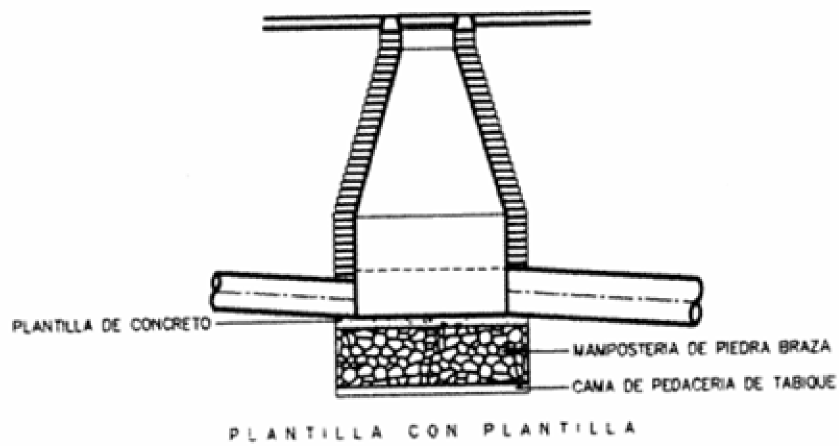
2.1.7 Conexiones

Desde el punto de vista hidráulico se recomienda que en las conexiones, se igualen los niveles de las claves de los conductos por unir. Con este tipo de conexión, se evita el efecto del remanso aguas arriba.

Atendiendo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías, haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente. En la Tabla 2.7 aparecen según el tipo y diámetro de la tubería, las limitaciones para las conexiones a ejes o a plantillas.

En la Figura 2.1 se ilustran las conexiones clave con clave, plantilla con plantilla y eje con eje.





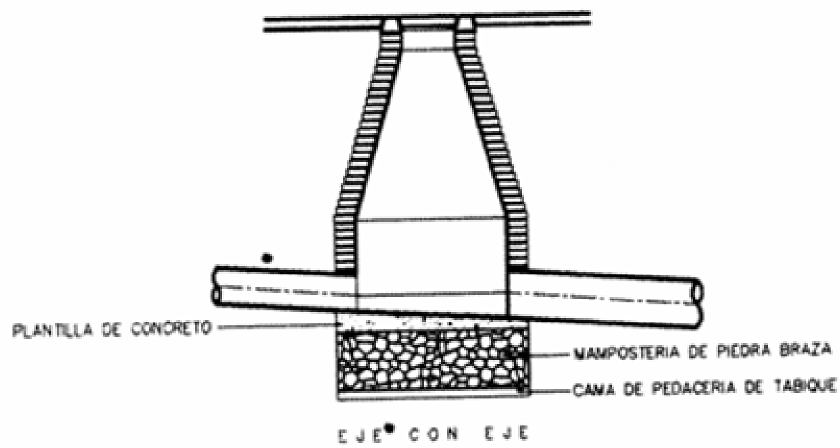


Figura 2.1 Conexiones

Regresar

Tabla 2.7 Conexiones de tubería

	CS	CR	AC	FC	PEAD	PVC (met)	PVC (ing)	TIPO Y DIAMETRO DE LA TUBERIA DE SALIDA EN CM.																														
CS								15	20	25	30		38	45			60			76																		
CR											30		38	45			60			76				91		107	122			152			183			213	244	305
AC								17	22	27	32	36	41	46	51		61																					
FC								15	20	25	30	35	40	45	50		60			75				90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200			
PO								15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	81	85	90														
PVC (met)								16	20	25	31.5		40		50		63																					
PVC (ing)								15	20	25	30	37.5		45	52.5		60																					
TIPO Y DIAM. TUB. DE ENTRADA CM.	15		17	15	15	16	15	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	20		22	20	20	20	20		PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	25		27	25	25	25	25			PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	30	30	32	30	30	31.5	30				PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
			36	35	35		37.5					PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	38	38	41	40	40	40							PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	45	45	46	45	45		45							PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
			51	50	50	50	52.5								PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
					55											PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
	60	60	61	60	60	63	60										PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
					65													PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
					70														PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
		76		75	75															PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
					80																PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
					81																	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
					85																		PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
		91		90	90																			PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C
				100																					PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C	C	C	C
		107		110																						PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	EC	EC	C	C
		122		120																							PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C
				130																								PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C
				140																									PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC	EC	EC	C
		152		150																										PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC
				160																											PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC
				170																												PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC
		183		180																													PEC	PEC	PEC	PEC	EC	EC
				190																														PEC	PEC	PEC	EC	EC
				200																															PEC	PEC	EC	EC
		213																																		PEC	EC	EC
		244																																			PEC	EC
		305																																				PEC

- CS.- Tubería de concreto simple.
- CR.- Tubería de concreto reforzado
- AC.- Tuberia de acero.
- FC.- Tuberia de fibrocemento
- PEAD.- Tuberia de polietileno.
- PVC (met).- Tuberia de PVC, métrico.
- PVC (ing).- Tuberia de PVC, inglés

P .-conexión a plantilla.
PEC.- conexión a plantilla, eje ó clave.
EC.- Conexión a eje ó clave.
C.- Conexión a clave

2.2 DISEÑO HIDRÁULICO

2.2.1 Fórmulas para el diseño

En la red de atarjeas, en las tuberías, solo debe presentarse la condición de flujo a superficie libre. Para simplificar el diseño, se consideran condiciones de flujo establecido.

La fórmula de continuidad para un escurrimiento continuo permanente es:

$$Q = V \cdot A \quad (2.1)$$

donde:

- Q es el gasto en m^3/ s.
- V es la velocidad en m/s.
- A es el área transversal del flujo en m^2.
-

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot r_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.2)$$

donde:

- V es la velocidad en m/s.
- r_h es el radio hidráulico, en m.
- S es la pendiente del gradiente hidráulico, adimensional.
- n es el coeficiente de fricción.

El radio hidráulico se calcula con la siguiente fórmula:

$$r_h = \frac{A}{P_m} \quad (2.3)$$

donde:

- A es el área transversal del flujo, en m^2
- P_m es el perímetro mojado, en m.

En la figura 2.2, se presentan las relaciones hidráulicas y geométricas para el cálculo de la red de alcantarillado usando secciones circulares.

Regresar

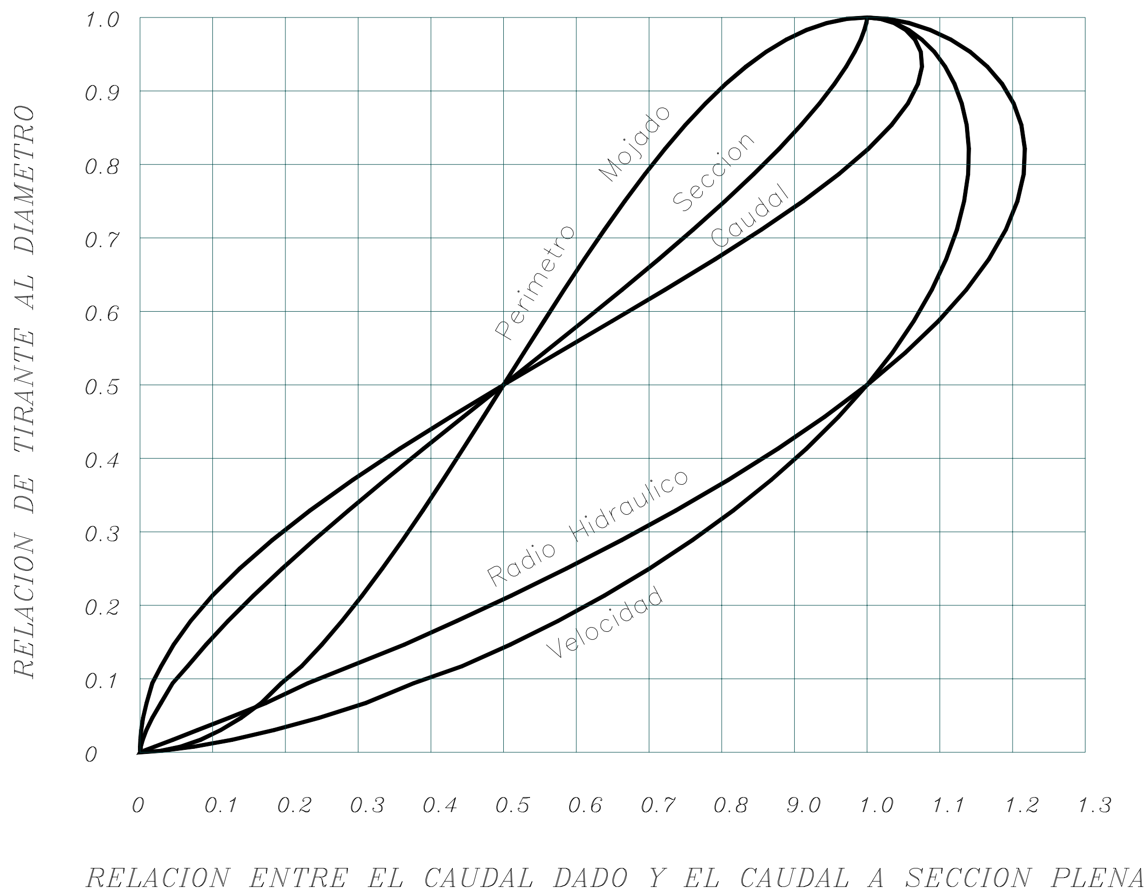


Figura 2.2 Elementos hidráulicos de la sección circular

El coeficiente de fricción n, representa las características internas de la superficie de la tubería, su valor depende del tipo de material, calidad del acabado y el estado de conservación de la tubería, en la Tabla 2.8 se dan los valores de n para ser usados en la fórmula de Manning.

Búsqueda por palabra

Tabla 2.8 Coeficiente de fricción n (Manning)

MATERIAL	COEFICIENTE n
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Concreto con buen acabado	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011
Acero sin revestimiento	0.014
Fibrocemento	0.010
Polietileno de alta densidad.	0.009
PVC	0.009

Para el cálculo de los elementos geométricos de secciones circulares que trabajan parcialmente llenas se pueden usar las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \cdot \cos^{-1}\left(1 - d/r\right) \qquad (2.4)$$

$$d = r\left(1 - \cos\theta/2\right) \qquad (2.5)$$

$$P_m = \pi \cdot D \cdot \theta/360 \qquad (2.6)$$

$$r_h = r\left(1 - \frac{360 \cdot \operatorname{sen}\theta}{2\pi\theta}\right) \qquad (2.7)$$

$$A = r^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{360} - \frac{\operatorname{sen}\theta}{2}\right) \qquad (2.8)$$

donde:

- d es el tirante hidráulico, en m.
- D es el diámetro interior del tubo, en m.
- A es el área de la sección transversal del flujo, en m^2.
- P_m es perímetro mojado, en m.
- r_h es el radio hidráulico, en m.
- θ es el ángulo en grados.

2.2.2 Metodología para el diseño hidráulico

2.2.2.1 Planeación general

El primer paso consiste en realizar la planeación general del proyecto y definir las mejores rutas de trazo de los colectores, interceptores y emisores, apartado 1.1.2, considerando la conveniencia técnico - económica de contar con uno o varios sitios de vertido, con sus correspondientes plantas de tratamiento, siendo lo mas recomendable el tener un solo sitio de vertido; es aconsejable realizar estos trabajos en planos escala 1:10,000. Con base en los ingresos y egresos incrementales producto de la realización de cada una de las alternativas de proyecto, deberá evaluarse el nivel de rentabilidad de cada una de ellas, seleccionando la alternativa que resulte técnica y económicamente más rentable.

La circulación del agua en la red de atarjeas, colectores e interceptores debe ser por gravedad, sin presión. En el caso en que existan en la localidad zonas con topografía plana, la circulación en los colectores e interceptores también deberá ser por gravedad; el agua tendrá que colectarse en un cárcamo de bombeo localizado en el punto mas bajo de esta zona, para después enviarla mediante un emisor a presión, a colectores o interceptores que drenen naturalmente.

En ésta etapa del proyecto es necesario calcular de forma general los gastos de proyecto de la red de alcantarillado, apartado 2.1.3 y contar con una visión general del drenaje natural que tiene el área de proyecto basándose en el plano topográfico, apartado 2.1.2.

2.2.2.2 Definición de áreas de proyecto

Con los planos topográficos, de uso del suelo y de agua potable, apartado 2.1.2, se procede a definir las áreas de la población que requieren proyecto y las etapas de construcción, inmediata y futura, basándose en el proyecto de la red de distribución de agua potable y los requerimientos propios del proyecto de la red de alcantarillado sanitario.

2.2.2.3 Sistema de alcantarillado existente

En los casos en que se cuente con tubería existente, apartado 2.1.2.3, se hace una revisión detallada eligiendo los tramos aprovechables por su buen estado de conservación y capacidad necesaria, los que se toman en cuenta en el proyecto total como parte de él, modificando ó reforzando la tubería que lo requiera.

2.2.2.4 Revisión hidráulica de la red existente

Los resultados anteriores se utilizan para analizar la red de atarjeas y en caso necesario se modifica o adiciona otra alternativa hasta que el conjunto red de atarjeas - colectores, interceptores y emisores - tratamiento presente la mejor solución técnica y económica.

2.2.2.5 Proyecto

El primer paso del proyecto consiste en efectuar el trazo de la red de atarjeas, en combinación con los trazos definidos para los colectores y emisores, apartado 1.1.1.1. Se analizan las alternativas de trazo y combinaciones que sean necesarias, de acuerdo a las condiciones particulares de la zona que se estudie, con objeto de seleccionar la alternativa de la mejor combinación técnica y económica.

Una vez definido el trazo mas conveniente, se localizan los pozos de visita de proyecto, respetando las separación entre pozos definida en el apartado 2.1.6.1.b. Deben colocarse pozos de visita en todos los entronques y en donde haya cambio de dirección o de pendiente de la tubería, en el caso de tramos con longitudes muy grandes, se colocan pozos intermedios.

2.3 RED DE ATARJEAS

El diseño hidráulico de una red de atarjeas se realiza tramo por tramo, iniciando en las cabezas de atarjeas y finalizando en el entronque con los colectores.

Para determinar los gastos de diseño de un tramo de la red, se deben ejecutar los siguientes pasos:

- Obtener el área total de la zona de influencia del tramo que se analiza, dividida en los diferentes usos del suelo que se presenten. En general los usos del suelo se dividen en comercial, industrial, público y habitacional; este último también se diferencia en popular, medio y residencial.

- Para cada uno de los usos del suelo se obtiene la densidad de proyecto y la dotación de agua potable. Estos datos se pueden obtener del proyecto de agua potable (en caso de que exista) o del estudio de factibilidad correspondiente.

- Para cada uno de los usos del suelo se obtienen los gastos de diseño siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 1.1.3.

- Los gastos de diseño, estarán dados por la suma de los gastos de diseño de los diferentes usos de suelo del área de influencia y los propios del tramo que se analiza.

Una vez calculados los gastos de diseño de la red de atarjeas, se selecciona el material, clase, diámetro, pendiente y elevaciones de plantilla de las tuberías, tramo por tramo, revisando el funcionamiento hidráulico del tramo bajo dos condiciones: a gasto mínimo y a gasto máximo extraordinario.

En cualquiera de los casos, la selección del diámetro se hará aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre, no deberá ser

menor al diámetro del tramo anterior y deberá satisfacer todas las limitantes expresadas en los apartados 1.2.1, 2.1.4, 2.1.5, 2.1.6 y 2.1.7.

Para el cálculo de las variables hidráulicas permisibles a tubo lleno o a tubo parcialmente lleno, se emplean las fórmulas para el diseño descritas en el apartado 2.2.1. La metodología es la siguiente:

- Una vez seleccionado el material, clase, diámetro y pendiente del tramo, se calcula la velocidad y el gasto a tubo lleno empleando las fórmulas (2.2) y (2.1).
- Con el gasto mínimo y el gasto máximo previsto se calculan las variables hidráulicas a tubo parcialmente lleno. El procedimiento es el siguiente:
- Con la relación de gasto mínimo entre gasto a tubo lleno y con ayuda de la Gráfica 2.1 se obtiene la relación del tirante al diámetro.
- Con la relación de gasto máximo extraordinario entre gasto a tubo lleno y con ayuda de la Figura 2.1 se obtiene la relación del tirante al diámetro.
- La relación del tirante al diámetro se multiplica por el diámetro y se obtiene el tirante hidráulico d para cada caso.
- Con las fórmulas (2.4), (2.7) y (2.8), se calculan las variables hidráulicas ángulo, radio hidráulico y área a tubo parcialmente lleno para cada caso.
- Con las variables hidráulicas a tubo parcialmente lleno, calculadas en el paso anterior y con la ecuación (2.2), se calcula la velocidad a tubo parcialmente lleno para cada caso.

Las variables hidráulicas que deben de estar dentro de los rangos permisibles son la velocidad a gasto mínimo, la velocidad a gasto máximo extraordinario, el tirante a gasto mínimo y el tirante a gasto máximo extraordinario. Ver apartado 2.1.4.1.

2.4 COLECTORES E INTERCEPTORES

El diseño hidráulico se realiza en forma análoga al de la red de atarjeas véase apartado 2.3. Se obtienen los gastos de diseño de cada tramo de los colectores e interceptores, y se calculan los diámetros, pendientes y elevaciones de plantilla de las tuberías tramo por tramo.

2.5 EMISORES

Los emisores pueden trabajar a gravedad sin presión ó a presión dependiendo de las condiciones particulares del proyecto.

2.5.1 Emisores a gravedad

Los emisores que trabajan a gravedad pueden ser tuberías ó canales.

Los canales a cielo abierto solo se pueden utilizar para transportar caudales de aguas residuales con un tratamiento primario, secundario o terciario, y deberán cumplir lo señalado en la NOM-CCA-031 ECOL vigente.

En el caso de que el espejo del agua del cuerpo receptor tenga variaciones tales que su nivel máximo tienda a producir un remanso en el emisor, se debe revisar la longitud de influencia de éste para que no se vean afectadas las estructuras aguas arriba.

La metodología para el diseño hidráulico es la misma que se emplea para el diseño de hidráulico de colectores e interceptores, véase apartado 2.4, debiéndose tomar en cuenta lo siguiente para determinar los gastos diseño.

2.5.1.1 Gastos de diseño

Los cálculos de los gastos de diseño para emisores a gravedad, tienen dos modalidades:

a) Cuando el emisor conduce el caudal de aguas negras, de la red de atarjeas a la planta de tratamiento.

El gasto de diseño del emisor será el gasto mínimo y el gasto máximo extraordinario de su área de influencia, calculado según se indica en el apartado 2.1.3.

b) Cuando el emisor conduce el caudal de aguas tratadas de la planta de tratamiento a la descarga.

El gasto de diseño del emisor será el gasto mínimo y el gasto máximo instantáneo, del área de influencia que drene a la planta de tratamiento, calculado según se indica en el inciso 2.1.3.

En el caso, que la capacidad de la planta de tratamiento de aguas negras no esté diseñada con el gasto máximo instantáneo, deberá investigarse el gasto de diseño, y con éste, deberá diseñarse el emisor que conducirá el efluente de la planta a la descarga.

2.5.2 Emisores a presión

2.5.2.1 Diseño de instalaciones mecánicas y eléctricas

Para el diseño de instalaciones mecánicas y eléctricas, se puede consultar los libros Diseño de instalaciones mecánicas, Diseño de instalaciones eléctricas y Selección de equipo electromecánico del MAPAS.

Los dos primeros volúmenes cubren los criterios y normas actuales aplicables para obtener en los diseños de las instalaciones mecánicas y eléctricas una mayor eficiencia y el tercer volumen sirve de apoyo para la selección de equipos en las instalaciones electromecánicas en sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

2.5.2.2 Diseño de la tubería a presión

Para el diseño de la tubería a presión, se recomienda utilizar la fórmula de Darcy - Weisbach y se pueden consultar los libros Datos básicos y Conducción, del MAPAS.

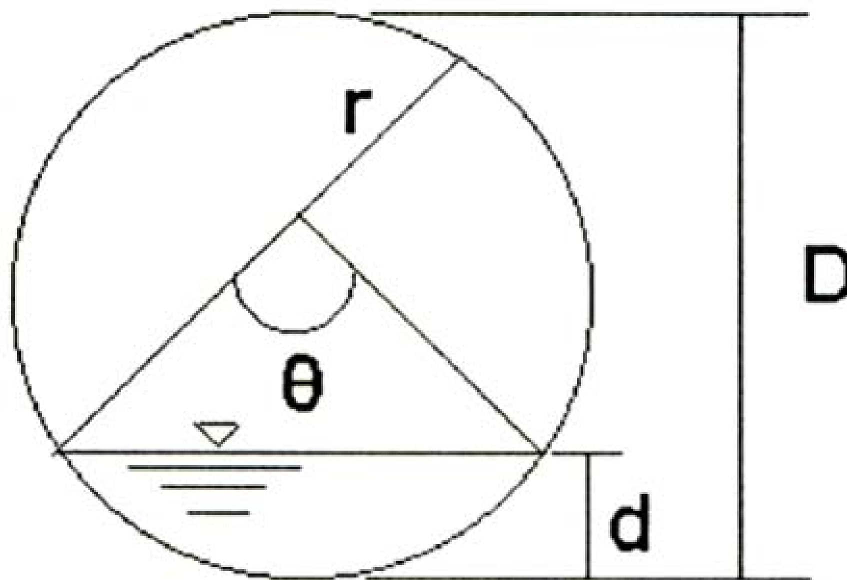


Figura 2.3 Características hidráulicas de una tubería

- d = Tirante hidráulico, m
- D = Diámetro interior del tubo, m
- A = Área de la sección transversal del flujo, m^2
- P_m= Perímetro mojado, m
- R_H= Radio hidráulico, m
- θ = Ángulo en grados

3 ESTRUCTURA DE DESCARGA

Para la disposición final o vertido de las aguas residuales, se requiere de una estructura de descarga cuyas características dependen del lugar elegido para el vertido, del gasto de descarga, del tipo de emisor (tubería o canal), entre otros.

Siempre se debe procurar que las estructuras de descarga viertan las aguas a presión atmosférica y en casos muy específicos en forma sumergida; podrá hacerse a ríos, lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego, etc.

En todos los casos, previo a la estructura de descarga, se debe considerar el tratamiento de las aguas negras, aún cuando su construcción se programe en etapas posteriores. El nivel de tratamiento necesario de las aguas residuales deberá adecuarse a las normas técnicas ecológicas vigentes.

3.1 ASPECTOS POR CONSIDERAR EN EL PROYECTO

El vertido final del caudal del alcantarillado sanitario, debe efectuarse previo tratamiento, por lo que el dimensionamiento de la estructura de descarga se hará para el gasto de producción de la planta de tratamiento. En caso de que la construcción de la planta se difiera, el diseño se hará para el gasto máximo extraordinario considerado para el emisor.

Se debe investigar el uso posterior que se dará al agua para definir el tipo de tratamiento que será necesario realizar, considerando las normas de calidad del agua existentes al respecto.

Para el diseño de la o las estructuras de descarga de un sistema de alcantarillado, es recomendable considerar lo siguiente:

- Localización adecuada del sitio de vertido, procurando que quede lo más alejado posible de la zona urbana, considerando las zonas de crecimiento futuro, y la dirección de los vientos dominantes para la mejor ubicación de la planta de tratamiento.

- Para el caso de descarga en una corriente de agua superficial que fluctúe notablemente en su tirante, se puede diseñar una estructura con dos descargas a diferente nivel, una para escurrimiento en época de secas y otra para la época de avenidas. En todos los casos se deben evitar los remansos en el emisor de descarga, o asegurar que su funcionamiento sea adecuado en cualquier condición de operación.

- Protección a la desembocadura de la tubería contra corrientes violentas, tráfico acuático, residuos flotantes, oleaje y otras causas que pudieran dañar la estructura de descarga según las características del sitio de vertido.

- En general no es recomendable localizar vertidos en:

- Masas de agua en reposo; vasos de presas, lagos, estuarios o bahías pequeñas.
- Aguas arriba de una cascada o caída de agua.
- Terrenos bajos que estén alternativamente expuestos a inundación y secado.

3.2 SITIOS DE VERTIDO

La disposición final de las aguas residuales tratadas se puede llevar a cabo en diversas formas, que complementan por medio de los procesos naturales, el trabajo que efectúan las plantas de tratamiento. A continuación se describen los sitios más comunes de disposición de éstas aguas:

3.2.1 Vertido en corrientes superficiales

Los ríos se han utilizado indiscriminadamente en nuestro medio como sitio de vertido, aun cuando el agua residual no se haya sometido a tratamiento (caso común), causando la contaminación de las corrientes superficiales.

Para evitar el problema anterior es importante investigar los usos que se hagan aguas abajo del vertido, ya que pueden ser para el abastecimiento de agua para consumo humano, riego, etc.; lo cual determina el tipo de tratamiento. La NOM-CCA-031 ECOL vigente, establece los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes en las aguas residuales de origen urbano o municipal dependiendo el tipo de disposición que se le de al efluente.

Para descargar el efluente de una planta de tratamiento en una corriente receptora se debe utilizar una estructura de descarga que permita encauzarlo debidamente en la corriente. La construcción de la estructura de descarga se debe hacer preferentemente en un tramo recto del río, debiendo tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en la sección de vertido.

Si el vertido se hace en corrientes de escurrimiento permanente, con variaciones pequeñas en su tirante, la obra de descarga, será esviajada, analizando la importancia que puede tener el remanso del agua para grandes avenidas.

Si el vertido se realiza en corrientes con escurrimiento muy variable a través del tiempo, se deben encauzar en el estiaje las aguas residuales tratadas hasta el sitio más bajo del cauce en donde se tenga el escurrimiento, a fin de evitar su encharcamiento.

Para el diseño de la estructura de descarga se deberá disponer de la siguiente información:

- Gasto mínimo y máximo de aguas residuales tratadas que entrega el emisor.

- Sección o secciones topográficas en la zona de vertido, procurando que sea un tramo recto y estable de la corriente, indicando los niveles de aguas mínimas (NAMIN), aguas máximas normales (NAMO) y aguas máximas extraordinarias (NAME).

- Características geotécnicas del cauce.

- Elevación de la plantilla del emisor en la descarga, la cual deberá estar por encima del nivel de aguas mínimas del cuerpo receptor.

3.2.2 Vertido en terrenos

Se lleva a cabo generalmente para utilizar las aguas residuales tratadas para riego de terrenos agrícolas, con fines recreativos o para recarga de acuíferos.

La información que se requiere para el proyecto y que es determinante para elegir el sitio de vertido es la siguiente:

- Cual es el tipo de cultivos que se van a regar.
- Sistema de riego que se implantará.
- Gasto mínimo y máximo de aguas residuales tratadas que entrega el emisor.
- Tipo de suelo.
- Permeabilidad del terreno y factibilidad para drenarlo.
- Elevación del nivel freático.
- Topografía del terreno ligada a la del emisor del efluente.

Cuando el emisor corresponda a tubería, su plantilla debe ser lo más superficial que sea posible en la descarga, garantizando un colchón mínimo de 60 cm. para tuberías de hasta 45 cm. de diámetro siempre y cuando no se tenga la acción de cargas vivas. La elevación de la descarga debe ser tal que permita el vertido a terrenos por gravedad.

En el caso que no se pueda respetar el colchón mínimo que requiere la tubería para no dañarse, deberá protegerse la tubería proyectada mediante concreto reforzado que deberá calcularse tomando en cuenta la carga muerta, viva y de impacto.

La disposición del agua residual tratada para irrigación o inundación es muy útil en zonas áridas. Pueden regarse pasturas, huertos de naranjos, limoneros, nogales y los jardines de parques públicos.

Si la disposición final se hace para riego, se debe tener especial cuidado cuando se destine a cultivo de hortalizas, ya que las aguas residuales tratadas deberán contar con el tratamiento adecuado.

3.2.3 Vertido en el mar

En este caso es conveniente que el emisor se prolongue a cierta distancia de la ribera hasta alcanzar aguas profundas, o hasta donde las corrientes produzcan una mezcla de los líquidos residuales con el agua de mar, con objeto de evitar contaminación en las playas próximas.

En las descargas al mar, es conveniente instalar el emisor submarino a profundidades mayores que el nivel promedio de las mareas bajas, con una longitud que puede variar entre 50 y 100 m. Para su orientación es necesario considerar la dirección de las corrientes marinas superficiales.

La descarga es submarina y en la tubería se pueden colocar difusores; puede haber bifurcaciones o simplemente tenerse una tubería con orificios. Conviene que la sección transversal de los difusores sea perpendicular a las corrientes dominantes. En caso de utilizar tuberías perforadas, las perforaciones se alternan a un lado y otro del tubo para evitar interferencias de los chorros. Las perforaciones usuales son de 6 a 23 cm. de diámetro. Se recomienda que en las tuberías de descarga la velocidad del agua sea de 0.60 a 0.90 m/s.

Los tubos que se utilicen deben ser protegidos contra la acción de las olas.

En los vertidos al mar hay una gran tendencia a formarse bancos de cieno, por lo que la localización del vertido debe hacerse en sitios tales que las corrientes marinas y las mareas arrastren las aguas tratadas hacia puntos lejanos de playas, evitando así los malos olores y peligros de infección que pueda originar el agua residual tratada.

Si la localidad tiene muy poca altura sobre el nivel de mar y hay grandes variaciones de mareas, para aprovechar al máximo las pendientes para desaguar por gravedad, se recurre a establecer depósitos compensadores de marea con capacidad mínima igual al volumen de aguas servidas en 12 horas, así se llenan estos depósitos durante la marea alta y se vacían durante la marea baja.

En bahías pueden establecerse desagües múltiples colocando ramas abiertas en “T” ó en “Y”, en el conducto de salida. Si las bahías son muy cerradas no es recomendable el vertido al mar.

Para el diseño de una descarga en el mar es necesaria la siguiente información:

- Gasto mínimo y máximo de aguas residuales tratadas que entrega el emisor.
- Estudio de las corrientes en la zona de vertido, su dirección en las diferentes estaciones del año.
- Topografía de la zona de descarga y perfil en el eje del emisor (batimetría).

- La batimetría debe cubrir una superficie aproximada de 30 000 m^2, de no más de 150 m a lo largo del eje del conducto con un ancho de 200 m, teniendo como eje al emisor.

3.2.4 Vertido en lagos y lagunas

En general no es aconsejable el vertido de las aguas residuales tratadas en lagos y lagunas, pues los procesos de tratamiento son muy costosos. En los casos estrictamente necesarios, las aguas residuales deberán ser sometidas a un tratamiento adecuado y la descarga deberá ser ahogada.

Para elaborar el proyecto se requiere lo siguiente:

- Gasto mínimo y máximo de aguas residuales que entrega el emisor.
- Características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales y del lago.
- Datos topográficos de la zona de descarga.

3.2.5 Recarga de aguas subterráneas por medio de pozos de absorción

Las aguas residuales tratadas también se utilizan para recarga de aguas subterráneas. Puede hacerse mediante pozos de absorción o depósitos de repartición, que permitan a las aguas infiltrarse y llegar a los mantos subterráneos, o bombearse hasta los estratos acuíferos que alimentan los pozos. Los estudios de geohidrología del lugar definirán la posibilidad de proyectar este tipo de descarga, además de considerar el adecuado tratamiento de las aguas residuales.

4 HERMETICIDAD

4.1 NORMATIVA

Con el objeto de evitar la contaminación de los mantos acuíferos y suelos por fallas en las juntas de las tuberías, o incorporaciones de elementos extraños al sistema de alcantarillado sanitario que provocan riesgos y alteran sus condiciones de funcionamiento, se ha establecido la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CNA-1995 para sistemas de alcantarillado sanitario, en la cual se establecen características, especificaciones y métodos de prueba de hermeticidad.

Esta Norma, establece las condiciones de hermeticidad que deben cumplir los sistemas de alcantarillado sanitario que trabajen a superficie libre. Es de observancia obligatoria para los responsables del diseño e instalación de los sistemas de alcantarillado sanitario y los fabricantes de los componentes de los sistemas de alcantarillado sanitario de manufactura nacional y extranjera que se comercialicen dentro del territorio nacional.

4.1.1 Especificaciones

A continuación se hace una descripción de las principales especificaciones de la norma.

4.1.1.1 Generales

El conjunto de elementos que conforman el sistema de alcantarillado sanitario (descargas domiciliarias, tuberías y pozos de visita), debe garantizar su estanquidad y hermeticidad, tanto hacia el exterior como al interior (infiltraciones), cumpliendo con las pruebas de fábrica establecidas en las normas del producto.

4.1.1.2 Elementos

En las tuberías, juntas, accesorios y descarga domiciliarias que se señalan a continuación, se utilizarán como mínimo, las características, especificaciones y métodos de prueba que se establecen en la Norma Mexicana correspondiente.

a) Tuberías.

De concreto (C).

Para los tubos de concreto simple con junta hermética corresponde lo indicado en la Norma NMX-C-401 y para los de concreto reforzado con junta hermética la Norma NMX-C-402.

De fibrocemento (FC).

Para los tubos, coples y conexiones de fibrocemento, lo señalado en la Norma NMX-C-039.

De poli (cloruro de vinilo) (PVC).

Para los tubos de poli (cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante, con junta hermética de material elastomérico, lo correspondiente en las normas NMX-E-211/1 para sistema inglés, NMX-E-215/1 para sistema métrico y NMX-E-222 para tubos de pared estructurada longitudinalmente.

Para las conexiones de poli (cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante, con junta hermética de material elastomérico, lo señalado en la Norma NMX-E-211/2 para sistema inglés y NMX-E-215/2 para sistema métrico.

De polietileno de alta densidad (PEAD).

En los tubos de polietileno de alta densidad con unión por termofusión, corresponde lo indicado en la Norma NMX-E-216.

b) Juntas.

Las juntas en la tubería deben ser herméticas, independientemente del material de que se trate.

En tuberías de poli (cloruro de vinilo) (PVC) se deben utilizar anillo de hule tipo II, siguiendo como mínimo, las características, especificaciones y métodos de prueba que se señalan en la Norma NMX-E-111, para tubería de fibrocemento se debe utilizar anillo de hule tipo III, de acuerdo a la Norma NMX-T-021.

c) Accesorios.

Para los pozos de visita prefabricados se utilizarán como mínimo, las características, especificaciones y métodos de prueba que se señalen en la norma de producto correspondiente.

d) Descargas domiciliarias.

Para los elementos que conforman la descarga domiciliaria se utilizarán como mínimo, lo indicado en la norma de producto correspondiente.

4.1.1.3 De instalación

Los que tengan a su cargo los sistemas de alcantarillado sanitario, son los responsables de la correcta aplicación de las especificaciones de construcción que

se hayan establecido en el contrato para asegurar la hermeticidad del sistema de alcantarillado y su correcta funcionalidad.

Terminada la instalación de un tramo y sus pozos de visita extremos, se procederá a realizar la prueba de hermeticidad como se indica en el capítulo 5.2. El informe de estas pruebas debe ser presentado a la entidad encargada de vigilar la presente Norma, por una unidad de verificación acreditada.

4.2 PRUEBAS

4.2.1 Prueba de hermeticidad en campo

4.2.1.1 En tuberías y descargas domiciliarias

Se debe probar en campo la hermeticidad de la tubería instalada sometiéndola a una presión hidrostática de 0.05 MPa (0.5 kgf/cm^2), así también para el caso de las conexiones de descargas domiciliarias se debe garantizar hermeticidad en la unión entre la atarjea y el albañal domiciliario, sometiéndolo a una presión hidrostática de 0.05 MPa (0.5 kgf/cm^2). Siguiendo el método establecido en el apartado 4.2.2.

Cuando los responsables de los sistemas de alcantarillado sanitario consideren factible la ejecución de la prueba neumática, ésta se podrá aplicar para tuberías de diámetros nominales que no excedan de 630 mm., y para descargas domiciliarias en diámetros nominales que no excedan de 450 mm. Considerando una presión neumática de 0.03 MPa (0.3 kgf/cm^2), siguiendo el método descrito en el apartado 5.2.3.

4.2.1.2 En accesorios

Los pozos de visita comunes, los especiales, de caja y con caída adosada, deben asegurar hermeticidad en la unión con las tuberías y estanquidad en toda la estructura, sometiéndolos a una carga hidráulica equivalente a la altura que se tenga a nivel brocal, siguiendo el método descrito en el apartado 4.2.3.

4.2.2 Prueba hidrostática

4.2.2.1 En tuberías y descargas domiciliarias

Para verificar la hermeticidad de la instalación, los responsables de los sistemas de alcantarillado sanitario deben aplicar el siguiente método de prueba.

La prueba se debe llevar a cabo en la tubería y en tramos comprendidos entre dos pozos de visita, asegurando su posición, esto es, cubriendo la tubería con material de relleno (centros) y dejando descubiertas sus juntas.

Búsqueda por palabra

La prueba en las descargas domiciliarias se llevará a cabo individualmente, seccionando en tramos o entre dos pozos de visita cuando esto sea posible, asegurando la posición del albañal exterior y dejando descubiertas sus juntas y la junta albañal - atarjea.

Todas las incorporaciones a la línea por probar, incluyendo las descargas domiciliarias (cuando existan), deben ser selladas herméticamente y aseguradas de tal manera que no se tengan deslizamientos durante la prueba.

Las tuberías o descargas domiciliarias (Albañal exterior) deben ser llenadas lentamente con agua, de manera que se pueda expulsar el aire acumulado en la parte superior, por lo que el llenado debe ser a partir de los puntos más bajos de la tubería, para asegurar que el aire contenido sea expulsado por el punto más alto.

Las tuberías o descargas domiciliarias (Albañal exterior) deben ser prellenadas con los tiempos especificados en la Tabla 4.1, de acuerdo al material de la tubería.

Después del tiempo de prellenado y antes de iniciar la medición del tiempo de prueba, se debe alcanzar una presión manométrica de 0.05 MPa (0.5 kgf/cm^2), si el tiempo de prellenado es de una hora, dicha presión debe mantenerse durante 15 minutos previos al inicio de la prueba. La lectura estará referida al centro del diámetro de la tubería y en el punto más bajo del tramo de prueba.

La presión de prueba de 0.05 MPa (0.5 kgf/cm^2) debe ser mantenida durante 15 minutos, si es necesario agregando constantemente la cantidad de agua requerida para sustituir el volumen absorbido. En este caso la cantidad de agua agregada debe ser medida.

La base para calcular la cantidad admisible de agua por agregar es el diámetro interno de la tubería. En el caso de tuberías de concreto simple o concreto reforzado, las manchas de humedad en la pared del tubo debido a la saturación inicial no necesariamente indican falta de estanquidad.

Si el junteo de la tubería o albañal exterior es defectuoso, los responsables de los sistemas de alcantarillado sanitario deben determinar con sus propios medios, el origen de la(s) fuga(s) o trabajos defectuosos y repararlos.

Tabla 4.1 Valores permisibles de acuerdo al material de la tubería

Material de la tubería	Diámetro nominal (mm)	Tiempo de prellenado (horas)	Agua agregada en l/m² de superficie interna mojada	Presión de prueba MPa (kgf/cm²)
Fibrocemento (FC)	Todos los diámetros nominales	24	0.02	0.05 (0.5)
Plástico (PVC y PEAD)	Todos los diámetros nominales	1	0.02	0.05 (0.5)
Concreto simple (C).	Hasta 600	24	0.15	0.05 (0.5)
Concreto reforzado (C):	Todos los diámetros nominales	24	0.10	0.05 (0.5)

El tramo o descargas domiciliarias se volverán a probar hasta alcanzar los requerimientos de esta prueba. Si el tiempo transcurrido entre la ejecución de una prueba y otra es superior a 24 horas, la tubería o descargas domiciliarias deberán ser saturadas nuevamente.

La cantidad de agua permisible por agregar, así como el tiempo de prellenado, está dado en la Tabla 4.1 para cada material de la tubería.

La línea de alcantarillado o descarga domiciliaria, se considera hermética si el agua agregada durante los 15 minutos del período de prueba no excede el valor dado en la Tabla 4.1.

4.2.2.2 En accesorios (pozos de visita)

La prueba se debe llevar a cabo en pozos de visita construidos o instalados (prefabricados) en obra y con la conexión de las tuberías que se unen al pozo.

Las líneas conectadas al pozo de visita se deben bloquear herméticamente con tapones, de forma tal que se garantice que no sean un punto de fuga.

Los pozos prefabricados de concreto o de fibrocemento, los fabricados en el sitio de concreto o mampostería, o de cualquier otro material que cumpla con una norma emitida por una institución acreditada, se deben mantener llenos de agua hasta el nivel de brocal con 24 horas de anticipación a la prueba, con objeto de garantizar su saturación.

Los pozos de visita se deben probar con una presión hidrostática equivalente a la altura que se tenga a nivel de su brocal, esta carga hidráulica se debe mantener

durante un tiempo mínimo de 15 minutos, si es necesario agregando constantemente la cantidad de agua requerida para sustituir el volumen absorbido. La cantidad de agua agregada debe ser medida.

En el caso de pozos de concreto o de fibrocemento prefabricados, o fabricados en el sitio de concreto y/o mampostería, las manchas de humedad en la pared debidas a la saturación inicial, no necesariamente indican falta de estanquidad.

Si al término de la prueba el volumen de agua sobrepasa el límite permisible, los responsables de los sistemas de alcantarillado sanitario deben determinar, con sus propios medios, el origen de la(s) fugas(s) o trabajos defectuosos y proceder a repararlos. El pozo se volverá a probar hasta alcanzar los requerimientos de esta prueba.

El pozo se considera hermético si el agua agregada durante la prueba no excede el valor que resulte de la siguiente expresión.

$$V = 4 \cdot \phi \cdot h$$

donde:

- V = Volumen permitido por agregar en una hora (litros por hora)
- Φ = Diámetro de la base del pozo de visita (metros)
- h = Carga hidráulica (metros)

El volumen (V) resultante de esta expresión debe ser directamente proporcional al tiempo de la prueba.

4.2.3 Prueba neumática (a baja presión)

Este método de prueba implica operaciones peligrosas por el riesgo de explosividad, más no específica las medidas de seguridad necesarias para su aplicación. Es responsabilidad del ejecutor y del supervisor establecer procedimientos apropiados de seguridad, así como el equipo de protección para su uso.

La prueba se debe llevar a cabo en tuberías con diámetro nominal de hasta 63 cm, asegurando su posición con material de relleno y dejando descubiertas las juntas (centros) de la tubería, la prueba deberá desarrollarse en tramos comprendidos entre dos pozos de visita.

Los tapones deben ser instalados de manera que se prevengan los reventamientos, ya que la expulsión repentina de una conexión mal instalada es peligrosa, por ello, se recomienda que todas las conexiones se instalen y atraquen adecuadamente contra la pared del pozo y registro y que no se utilicen presiones mayores de 0.06 MPa (0.6 kgf/cm^2)

Todo equipo de presión utilizado en la prueba debe tener un regulador y una válvula de alivio calibrada a 0.06 MPa (0.6 kgf/cm^2) para evitar la sobrepresión y con ello el desplazamiento de los tapones o el reventamiento de la tubería. Como medida precautoria la presión en el tramo de prueba debe monitorearse para asegurar que en ningún momento se exceda dicha presión.

Después de que la tubería ha sido instalada entre dos pozos de visita con un relleno para su empotramiento (centros), los tapones serán colocados y asegurados en cada pozo y registró.

Es aconsejable probar los tapones en todas las conexiones antes de iniciar la prueba, esto puede hacerse en un tramo de tubería sin instalar, sellando sus extremos con los tapones por revisar, se presuriza a 0.06 MPa (0.6 kgf/cm^2) y los tapones no se deberán mover. No debe haber personas en el alineamiento de la tubería durante la prueba.

Se recomienda colocar primero el tapón del extremo aguas arriba del tramo, para impedir que el agua penetre y se acumule en la línea de prueba. Esto es importante cuando se tienen altos niveles de aguas freáticas.

Se inspeccionará visualmente la tubería adyacente al pozo, para detectar cualquier falla de cortante por ajustes entre el pozo y la tubería. Un punto de fuga probable se encuentra en el acoplamiento de la tubería con el pozo, este defecto puede no ser visible, y por tanto no ser evidente en la prueba de aire.

El aire se introduce lentamente hasta alcanzar 0.03 MPa (0.3 kgf/cm^2) por encima de la carga de agua producida por el nivel freático sobre la tubería en su caso, pero no mayor de 0.06 MPa (0.6 kgf/cm^2).

Una vez alcanzada la presión establecida, se regula el suministro de aire para mantener la presión interna por lo menos dos minutos, este tiempo permite que la temperatura del aire que entra se iguale con la de las paredes de la tubería.

Cuando la temperatura se ha igualado y la presión se ha estabilizado, la manguera de suministro de aire se desconectará, o la válvula de control se cerrará y se iniciará el conteo del tiempo con un cronómetro.

Para determinar la aceptabilidad de la prueba se usa un tiempo predeterminado para una caída de presión especificada, generalmente de 0.007 MPa (0.07 kgf/cm^2), no obstante, se pueden especificar otros valores, siempre que los tiempos requeridos se ajusten adecuadamente.

Se puede aceptar una caída de presión de 0.0035 MPa (0.035 kgf/cm^2), en lugar de 0.007 MPa (0.07 kgf/cm^2), entonces los tiempos de prueba requeridos para ésta deben ser divididos entre dos.

5 ANÁLISIS POR COMPUTADORA

5.1 PROGRAMA PARA EL CÁLCULO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

A continuación se hace una descripción global del programa.

5.1.1 Equipo necesario

El programa puede ser empleado en cualquier computadora tipo PC que cuente con disco duro y con al menos 640 KB de memoria principal. Para poder hacer uso de la capacidad de graficación del programa, el equipo utilizado deberá de contar con un adaptador de gráficas tipo VGA, SVGA o UVGA.

Se recomienda que el equipo en que se emplee cuente con disco duro, 8 Mb de memoria principal, procesador 486 DX2 66 MHZ, y monitor VGA a color.

5.1.2 Alcance del programa

El programa ha sido desarrollado pensando en cubrir las necesidades para el análisis de redes de alcantarillado sanitario que se presentan con mayor frecuencia en el campo de la ingeniería sanitaria. Cubre el análisis de redes compuestas de diferentes tipos de material, con trazos en peine, bayoneta o combinado.

5.1.3 Método empleado

El programa recibe la geometría y datos básicos de la red. Con esta información realiza el diseño de cada tramo considerando la condición de flujo establecido a superficie libre, utilizando las fórmulas de continuidad para escurrimiento continuo permanente y la fórmula de Manning.

5.1.4 Archivos del programa

El programa consta de los siguientes archivos que deben de copiarse al disco duro del equipo: el archivo ARAS.EXE para accesar al programa; 21 archivos de datos generales con extensión TBL; 2 archivos de datos generales con extensión VL; 11 archivos de cálculo con extensión TPU; 5 archivos con extensión SCR y 10 con extensión CHR usados por el programa para la interfase gráfica; además el programa genera durante el cálculo 4 archivos con extensión FNL.

En caso de que se hagan correcciones o adiciones al programa, se debe de utilizar el archivo LEEME.DOC, el cual es un archivo de texto.

5.1.5 Capacidad

El número máximo de tramos de la red de alcantarillado que acepta el programa no tiene un límite preestablecido; depende del espacio en disco duro que se tenga después de almacenar la información de la red.

5.1.6 Unidades

El usuario debe dar los datos en las unidades especificadas por el programa.

5.1.7 Generalidades de la captura de datos

La recepción de datos del programa está dividida en varias secciones: datos generales, datos de entrada, datos de diseño, etc. Al introducir cada grupo de datos, se tendrán en cuenta los siguientes comentarios que serán válidos para cada sección.

a) El dato que se está solicitando en un momento dado, es indicado por el programa con una zona de barras en la pantalla, en la columna y renglón que corresponde al dato solicitado.

b) En las pantallas de datos, el programa tiene desplegados en la zona de barras, unos valores que toma por omisión, si no es modificado el campo de datos. En el caso de que no exista valor por omisión, las barras indican el ancho del campo del dato solicitado.

c) En la mayoría de los campos de datos, aparece en la parte inferior de la pantalla un desplegado de ayuda para el usuario.

d) El usuario puede desplazarse entre las diferentes pantallas de datos ya capturadas para realizar correcciones, empleando las teclas con flechas verticales y horizontales. Antes de cambiar cualquier dato, se debe presionar <RET>.

e) Si se desea insertar o suprimir renglones en la pantalla de datos de entrada (ver en apartado 5.1.9.1, submenú datos) se debe de presionar la tecla INSERTAR o SUPRIMIR respectivamente.

5.1.8 Preparación de datos

La secuencia que se propone para preparar los datos de entrada que son suministrados al programa es la siguiente.

a) Se numeran todos los pozos de visita de la red en forma consecutiva, de **1** hasta **n** pozos. Se establece la cota topográfica o elevación del terreno en cada pozo.

b) Se numeran todos los tramos de tubería de la red en forma consecutiva, de **1** hasta **n** tramos. Para cada uno de ellos, se anotará la siguiente información:

- Número de pozo inicial **Pi**.
- Número de pozo final **Pf**.
- Gasto medio **Qm** y máximo instantáneo **Qmax**, previamente calculados en l/s. El cálculo de estos gastos, se realizará de acuerdo a la secuencia indicada en el capítulo 3 de este manual.
- Longitud entre pozos **Pi** y **Pf**.
- Tipo de material y clase de la tubería, de acuerdo a las claves indicadas en la Tabla 5.1.
- Tramos donde el pozo inicial sea cabeza de atarjea.
- Tipo de construcción del pozo inicial del tramo; puede ser fabricado en obra **FO**, o prefabricado **P**.
- Tramos que sean entronques **Ei**.
- Tramos en donde la plantilla del pozo inicial tenga arreglo en bayoneta.

Tabla 5.1 Lista de materiales y clases permisibles de tuberías de alcantarillado

TIPO DE MATERIAL	CLAVE	CLASE DE TUBERÍA			
Concreto simple	CS				
Concreto reforzado	CR				
Fibrocemento	FC	B6	B7.5	B9	B12.5
PVC (sistema inglés)	PVC-I	3.5	4.1	5.1	
PVC (sistema métrico)	PVC-M	6.5	20	25	
Acero	AC	20	40		
Polietileno	PEAD	RD21	RD26	RD32.5	RD42

5.1.9 Menú de opciones

Para desplazarse en el menú se emplean las teclas con flechas horizontales y verticales. Al estar la opción deseada en video inverso, se oprime <RET> para seleccionarla.

5.1.9.1 Menú principal

El menú principal del programa consta de las siguientes opciones:

a) Submenú archivos.

Este submenú se emplea para nombrar los archivos de datos del programa. Consta de las siguientes opciones: nuevo, abrir, guardar, guardar como y salir.

La opción nuevo sirve para nombrar un archivo de datos nuevo.

La opción abrir se utiliza para abrir un archivo de datos existente para consultarlo y/o modificarlo.

En la opción guardar se guarda un archivo de datos con el nombre dado en la opción nuevo, o bien, se guarda con el mismo nombre un archivo de datos existente una vez que ha sido modificado.

En la opción guardar como se cambia de nombre un archivo de datos existente antes de guardarlo.

La opción salir se emplea para salir del programa.

b) Submenú datos.

Este submenú se emplea para hacer que el programa entre a las ventanas de datos. Cuenta con las siguientes tres opciones: datos generales, datos de entrada y seleccionar datos.

La opción datos generales se emplea para consultar y/o modificar los datos que vienen registrados en el programa por omisión, como son: velocidades máximas y mínimas; pendientes mínimas y gastos mínimos de aguas negras; espesor de plantilla, ancho de zanja, espesores de tubería, colchones mínimos y máximos; caídas permisibles; tirante mínimo permisible y coeficiente de previsión; conexiones de tuberías; y tipos de pozos de visita.

La opción datos de entrada se utiliza para capturar la geometría y los datos básicos de la red de alcantarillado. Al entrar a esta opción el programa solicita el número de tramos de la red. Una vez dado este dato aparece una tabla para capturar los datos de cada tramo, de acuerdo a lo indicado en el apartado 5.1.10.

La opción seleccionar datos se emplea para seleccionar y ordenar los tramos de tubería de un archivo de datos (atarjeas, subcolectores, colectores, interceptores y emisores), para que sean cuantificados y puedan aparecer en el reporte en el orden establecido. Las partes del sistema seleccionadas aparecerán desplegadas en la opción parcial de los submenús cantidades de obra y reporte.

c) Submenú diseño.

En este submenú se realiza el diseño de los tramos de la red de alcantarillado. A continuación se indica de manera general la secuencia de cálculo de un tramo y los datos principales solicitados para su diseño (ver diagrama de flujo general de diseño).

- Número de tramo elegido. Al iniciar el diseño de un tramo, el programa solicita el número de tramo elegido. Una vez dado este dato aparecerán en pantalla los datos de entrada del tramo elegido, siempre y cuando éste haya sido capturado en los datos de entrada. Estos datos se podrán modificar en caso de algún error en su captura. Si se desea continuar con el diseño aparecerán en pantalla los tramos comunes a los pozos inicial y final del tramo elegido,

indicándose los datos principales de los tramos ya diseñados, o bien, los tramos aún no diseñados.

- Profundidad de salida del pozo inicial (Pi). El siguiente paso del diseño es definir esta profundidad, la cual se da en metros y se mide del nivel del terreno natural al nivel de plantilla de salida del tramo; en caso de que el tramo elegido sea un tramo con tubería expuesta, la profundidad deberá capturarse con signo negativo. El programa siempre pondrá por omisión un valor mínimo de profundidad de salida, tomando en cuenta los colchones mínimos y máximos, y las cotas de llegada o salida de los tramos comunes al pozo de inicio; en caso de que se modifique este valor, el programa indica con algún mensaje si el nuevo valor no es permisible.

- Diámetro de tubería (do) del tramo elegido. Se define el diámetro interior de la tubería del tramo elegido en centímetros. En este campo aparece por omisión el diámetro del tramo anterior al tramo elegido, o bien, el diámetro mínimo, en el caso de que el pozo inicial del tramo sea cabeza de atarjea. Existe la opción de cambiar el diámetro recomendado por un diámetro mayor, el cual debe seleccionarse de la tabla de diámetros permisibles que despliega el programa, de acuerdo al tipo de material y clase del tramo elegido.

- Tipo de conexión de tuberías en el pozo inicial (Pi). Cuando el pozo inicial del tramo elegido no es cabeza de atarjea, se debe definir el tipo de conexión del tramo anterior con el tramo elegido. Se debe contestar con las letras P para conexión a plantilla, C para conexión a clave, o E para conexión a eje. En este campo aparece siempre por omisión la letra C, con opción a modificarse por alguna de las opciones de conexión permisibles que se indican con un mensaje. Una vez que se da el tipo de conexión, el programa calcula la profundidad de salida del pozo inicial.

- Pendiente de tubería del tramo elegido (Ss). Se define la pendiente de tubería del tramo elegido en milésimas. En este campo el programa despliega las pendientes mínima y máxima permisibles, y la pendiente del terreno, de las cuales el programa selecciona una de ellas para la pendiente de diseño, según el rango en que se encuentre la pendiente del terreno. En caso de que se quiera modificar la pendiente de diseño recomendada, el programa solo permite accesar valores entre el rango de pendientes mínima y máxima.

- Tubería expuesta. En caso de que no se cumpla con el colchón mínimo, aún seleccionando la pendiente máxima permisible, el programa pregunta si la tubería va expuesta. Si se contesta afirmativamente, se solicita la altura máxima del nivel del lomo del tubo al nivel del terreno natural, en centímetros. En caso contrario, se requiere una caída adosada o un pozo con caída, apareciendo la altura de caída necesaria para cumplir con el colchón mínimo. Si la altura de caída necesaria no es permisible, el programa indica con un mensaje que es necesario subdividir el tramo.

- Resumen del diseño del tramo elegido. Si la pendiente de diseño es aceptada, se realiza el diseño del tramo y aparece un desplegado en pantalla con los datos hidráulicos principales. Estos resultados son almacenados en la base de datos del programa.

d) Submenú cantidades de obra.

Este submenú se utiliza para calcular las cantidades de obra de la red de alcantarillado como son: volúmenes de excavación, plantilla y rellenos; cantidades de tubería por tipo y clase de material; número de pozos de visita por tipo de construcción (fabricados en obra o prefabricados), indicándose el rango de profundidad del pozo; y número de estructuras de caída (caídas adosadas, pozos con caída o pozos con caída escalonada).

Este submenú cuenta con las opciones total y parcial. La opción total cuantifica todos los tramos diseñados de la red de alcantarillado. En la opción parcial se indican el número de tramo o tramos que se desean cuantificar. En esta opción, aparece un desplegado con las partes del sistema seleccionadas en la opción seleccionar datos, con el objeto de marcar las que se deseen cuantificar.

e) Submenú reporte.

Este submenú se emplea para consultar en pantalla o imprimir los resultados obtenidos del diseño de la red de alcantarillado. Cuenta con las opciones total y parcial. La opción total hace un reporte de todos los tramos diseñados de la red. En la opción parcial se indican el número de tramo o tramos que se desean consultar o imprimir. En esta opción, aparece un desplegado con las partes del sistema seleccionadas en la opción seleccionar datos, con el objeto de marcar las que se deseen consultar o imprimir.

6 ELABORACIÓN DEL PROYECTO

Para ilustrar los procedimientos indicados anteriormente, se presenta un ejemplo de diseño hidráulico de una red de alcantarillado.

Se trata de un proyecto de urbanización nuevo localizado en los límites de la ciudad de México y el estado de México con servicios de agua potable, agua tratada, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

El proyecto de urbanización tendrá servicio de agua potable, agua tratada, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

6.1 PLANOS TOPOGRÁFICOS

6.1.1 Plano topográfico

Para realizar el proyecto de alcantarillado sanitario se requiere un plano topográfico escala 1 :1000 ó 1 :2000 con información producto de una nivelación directa. El plano debe tener curvas de nivel equidistantes a un metro y elevaciones de terreno en cruceros y puntos notables (bajos, altos y cambios de pendiente).

El plano 15, corresponde a la topografía del proyecto tipo.

6.1.2 Plano de pavimentos y banquetas

Por tratarse de un proyecto nuevo de urbanización, las tuberías se instalarán antes de los trabajos de pavimentación.

En el plano 15 que corresponde a la topografía, se localizan los sondeos efectuados con los cuales se clasificó el terreno en porcentajes de tipo de material por excavar.

6.1.3 Plano de red existente

En el caso de existir zonas con servicio de alcantarillado sanitario, es necesario contar con un plano actualizado de esta red, donde se indique la longitud de los tramos de tuberías, las elevaciones de los brocales y plantillas de entrada y salida en los pozos de visita, el material de las tuberías existentes, los diámetros de las tuberías y su estado de conservación; la identificación de las obras accesorias de la red, las estructuras de descarga actual, sitios de vertido y el uso final de las aguas residuales.

Por tratarse de un proyecto nuevo de urbanización, las tuberías se instalarán antes de los trabajos de pavimentación.

Búsqueda por palabra

Regresar

6.1.4 Plano de agua potable

Por tratarse de un proyecto nuevo de urbanización, no se requiere éste plano.
Se obtuvieron las dotaciones del proyecto de agua potable.

6.1.5 Plano predial

En el plano 17 se presenta la notificación del proyecto de urbanización.

6.1.6 Plano de uso de suelo futuro

Es necesario identificar el uso de suelo actual y futuro del área de urbanización. Debido a que se trata de un proyecto nuevo de urbanización, solamente se presenta el plan de desarrollo futuro del área de urbanización. En el plano 16 se localizan las áreas que ocuparán en el futuro las diferentes zonas habitacionales, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes.

En la Tabla 6.1, aparece el resumen del uso de suelo que se tendrá en el área del proyecto de urbanización.

Tabla 6.1 Uso de suelo futuro

ZONA	ÁREA (m^2)	No. DE VECES EL ÁREA DEL TERRENO.	ÁREA TOTAL
HABITACIONAL	63,660	1.0	63,660
COMERCIAL	29,056	6.0	174,336
INDUSTRIAL	20,706	1.0	20,706
PUBLICA	35,066	1.0	35,066
ÁREAS VERDES	16,340	1.0	16,340

6.2 DETERMINACIÓN DE DATOS BÁSICOS

En la elaboración del proyecto de alcantarillado sanitario, es necesario determinar los siguientes parámetros:

- Población de proyecto, por clase socioeconómica.
- Dotación de agua potable por tipo de usuario.
- Aportación de aguas residuales.
- Gastos de diseño.

6.2.1 Población de proyecto

En este caso en particular, debido a que se trata de un proyecto nuevo de urbanización la población de proyecto se determinó en base al plano de proyecto de notificación. El número de lotes es de 88.

Búsqueda por palabra

De acuerdo al último censo de población de 1990, las colonias aledañas a la zona del proyecto de urbanización tienen un hacinamiento de 5.9 habitantes por vivienda.

Tomando en cuenta los datos de número de lotes y de hacinamiento mencionados en los párrafos anteriores se tiene que la población a saturación en la zona habitacional del proyecto de urbanización es de 520 habitantes.

6.2.2 Dotación de agua por tipo de usuario

La zona de desarrollo del proyecto de urbanización tiene zonas habitacionales, comerciales, industriales, públicas y áreas verdes. En la Tabla 6.2 se resume la dotación para cada zona de servicio determinadas en el proyecto de agua potable.

La determinación de las dotaciones del proyecto de agua potable se realizó siguiendo la metodología establecida en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento; 1.1 Datos Básicos.

Tabla 6.2 Dotaciones de agua potable por tipo de usuario

ZONA	DOTACIÓN	UNIDAD
a.- HABITACIONAL	250.00	litro/hab/día
b.- COMERCIAL	6.00	litro/m^2/día
c.- INDUSTRIAL	30.00	litro/m^2/día
d.- PUBLICA		
Escuelas.- Dotación por Alumno	25.00	litro/alumno/día
Dotación por Trabajador	100.00	litro/trabajador/día
e.- ÁREAS VERDES	5.00	litro/m^2/día

6.2.3 Aportación de agua residual

La aportación es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado, la cual es un porcentaje del valor de la dotación de agua potable.

En la Tabla 6.3 se presenta el porcentaje que representa la aportación de la dotación de agua potable, para las diferentes zonas de servicio

Tabla 6.3 Aportación por tipo de usuario

ZONA	APORTACIÓN EN PORCENTAJE DE LA DOTACIÓN DE AGUA POTABLE	APORTACIÓN	UNIDAD
a.- HABITACIONAL	75	187.50	litro/hab/día
b.- COMERCIAL	100	6.00	litro/m^2/día
c.- INDUSTRIAL	100	30.00	litro/m^2/día
d.- PUBLICA : Escuelas :			
Dotación por Alumno	100	25.00	litro/alumno/día
Dotación por Trabajador	100	100.00	litro/trabajador/día
e.- ÁREAS VERDES	0	0.00	litro/m^2/día

6.2.4 Gastos de diseño

6.2.4.1 Zona habitacional

a) Gasto medio

$$Qmed. = \frac{Ap \cdot P}{86{,}400}$$

donde:

- P es la población = 520 habitantes.
- Ap es la aportación = 187.50 litros/ habitante/ día.

$$Qmed. = \text{ 1.13 l/s}$$

b) Gasto mínimo

$$Qmin = 0.50 \cdot Qmed.$$

$$Qmin. = \text{ 0.57 l/s}$$

c) Gasto máximo instantáneo

$$Q\max.inst. = M \cdot Qmed.$$

donde:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

P es la población en miles = 0.520

Como P menor de 1

$M =$ 3.80

$Q\max.inst$ 4.29 l/s

d) Gasto máximo extraordinario.

$$Qmax.ext. = Cs \cdot Qmax.inst.$$

donde:

Cs es el coeficiente de seguridad adoptado = 1.5

El coeficiente de seguridad es 1.5 porque se esperan aportaciones fuera de las previstas en el gasto máximo instantáneo.

$Q\max.ext$ 6.43 l/s

6.2.4.2 Zona comercial

a) Gasto medio

$$Qmed. = \frac{Ap \cdot P}{86{,}400}$$

donde:

A es el área de la zona comercial = 174,336 m^2.

Ap es la aportación = 6.0 litros/ m^2/ día.

$Qmed. =$ 12.11 l/s

c) Gasto mínimo.

$$Qmin = 0.50 \cdot Qmed.$$

$Qmin. =$ 6.06 l/s

Búsqueda por palabra

c) Gasto máximo instantáneo.

$$Q\max.inst = M \cdot Qmed.$$

donde:

$M = 1.50$

$Qmax.inst.=$ 18.16 l/s

d) Gasto máximo extraordinario.

$$Qmax.ext.= Cs \cdot Qmax.inst.$$

donde:

Cs es el coeficiente de seguridad adoptado = 1.5

El coeficiente de seguridad es 1.5 porque pueden existir en la zona aportaciones fuera de las previstas en el gasto máximo instantáneo.

$Qmax.ext.=$ 27.24 l/s

6.2.4.3 Zona industrial

a) Gasto medio.

$$Qmed.= \frac{Ap \cdot P}{86{,}400}$$

donde:

A es el área de la zona industrial = 20,706 m^2.
Ap es la aportación = 30.0 litros/ m^2/ día.

$Qmed.=$ 7.19 l/s

b) Gasto mínimo.

$$Qmin = 0.50 \cdot Qmed.$$

$Qmin.=$ 3.60 l/s

c) Gasto máximo instantáneo.

$$Q\max.inst. = M \cdot Qmed.$$

donde:

$M =$ 1.50

$Qmax.inst. =$ 10.78 l/s

d) Gasto máximo extraordinario.

$$Qmax.ext. = Cs \cdot Qmax.inst.$$

donde:

Cs es el coeficiente de seguridad adoptado = 1.5

El coeficiente de seguridad es 1.5 porque pueden existir en la zona aportaciones fuera de las previstas en el gasto máximo instantáneo.

$Qmax.ext. =$ 16.18 l/s

6.2.4.4 Zona pública

a) Gasto medio.

$$Qmed. = \frac{Ap \cdot P}{86{,}400}$$

donde:

a.1) Gasto medio alumnos:

P es el número de alumnos = 3300 alumnos.
Ap es la aportación = 25.0 litros/ alumno/ día.

$Qmed.alumnos =$ 0.95 l/s

a.2) Gasto medio trabajadores:

P es el número de trabajadores = 440 trabajadores.
Ap es la aportación = 100.0 litros/ trabajador/ día.

$Qmed.trabajadores =$ 0.51 l/s

a.3) Gasto medio zona pública:

$$Qmed. = Qmed.alumnos + Qmed.trabajadores$$

$Qmed. =$ 1.46 l/s

b) Gasto mínimo.

$$Qmin = 0.50 \cdot Qmed.$$

$Qmin. =$ 0.73 l/s

c) Gasto máximo instantáneo.

$$Qmax.inst. = M \cdot Qmed.$$

donde:

$M =$ 1.50

$Qmax.inst. =$ 2.20 l/s

d) Gasto máximo extraordinario.

$$Qmax.ext. = Cs \cdot Qmax.inst.$$

donde:

Cs coeficiente de seguridad adoptado = 1.5

El coeficiente de seguridad es 1.5 porque pueden existir en la zona aportaciones fuera de las previstas en el gasto máximo instantáneo.

$Q\max.ext. =$ 3.29 l/s

6.2.4.5 Resumen de gastos de diseño

Tabla 6.4 Resumen de gastos de diseño

ZONA	GASTO MÍNIMO (l/s)	GASTO MEDIO (l/s)	GASTO MÁXIMO INSTANTANEO (l/s)	GASTO MÁXIMO PREVISTO. (l/s)
a.- Habitacional	0.57	1.13	4.29	6.43
b.- Comercial	6.05	12.11	18.16	27.24
c.- Industrial	3.59	7.19	10.78	16.18
d.- Pública	0.73	1.46	2.20	3.29
e.- Áreas verdes	0.00	0.00	0.00	0.00
f.- Aportaciones de otras zonas.	50.00	100.00	150.00	225.00
TOTALES	60.94	121.89	185.43	278.14

Búsqueda por palabra

6.2.5 Resumen de datos de proyecto

Áreas de proyecto:	
Habitacional	63,660 m^2
Comercial	174,336 m^2
Industrial	20,706 m^2
Pública	35,066 m^2
Areas verdes	16,340 m^2
Población:	
Habitacional	520 habitantes.
Dotación:	
Habitacional	250 l/ hab/ día Comercial 6 l/ m^2/ día.
Industrial	30 l/ m^2/ día.
Pública	
Alumnos	25 l/ hab/ día
Trabajadores	100 l/ hab/ día
Áreas verdes	5 l/ m^2/ día.
Aportación:	
Habitacional	75 %
Comercial	100 %
Industrial	100 %
Pública	
Alumnos	100 %
Trabajadores	100 %
Áreas verdes	0 %

Sistema: Separado.

Fórmulas: Harmon y Manning

Naturaleza del sitio de vertido: Corriente superficial

Sistema de eliminación: Gravedad

Coeficiente de previsión:

Habitacional	1.5
Comercial	1.5
Industrial	1.5
Pública	1.5

Velocidades:

Mínima	0.30 m/s
Máxima	3.00 m/s

Gastos de diseño:

Mínimo	60.94 l/s
Medio	121.89 l/s
Máximo instantáneo	185.43 l/s
Máximo extraordinario	278.14 l/s

6.3 PLANO DE PROYECTO

En el plano 18 aparece el plano de proyecto de la red de alcantarillado sanitario. La numeración de tramos, pozos, subcolectores y colectores es la que se usó en los datos de entrada y salida del programa ARAS.

6.4 DATOS DE ENTRADA DEL PROGRAMA

Los datos de entrada del programa ARAS aparecen en la Tabla 6.5.

6.5 DATOS DE SALIDA DEL PROGRAMA

6.5.1 Diseño hidráulico

Los datos de salida del diseño hidráulico del programa ARAS aparecen en la Tabla 6.6.

6.5.2 Cantidades de obra

Los datos de salida de cantidades de obra del programa ARAS aparecen en la Tabla 6.7.

6.6 SIMBOLOGÍA

La simbología que deberá emplearse en los proyectos de alcantarillado sanitario es la que aparece en la Tabla 6.8.

Tabla 6.5 Datos de entrada

TRAMO	POZO INIC	POZO FIN	CAB ATAR.	LONG PROP	GAS MED	GASTO MAXIMO INSTAN	BAYONETA	ELEV TERR. INIC	ELEV TERR FIN.	ENTRONQUE Ei	TIPO CONS POZO	MAT TUB	CLASE
SUBCOLECTOR 1													
1	1	2	SI	82	0.04	0.15	NO	645.00	644.00	NO	FO	CS	I
2	2	3	NO	112	0.09	0.35	NO	644.00	642.59	NO	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 2													
3	4	1	SI	120	0.06	0.21	NO	648.50	645.00	NO	FO	CS	I
4	1	5	NO	106	0.11	0.40	NO	645.00	643.73	NO	FO	CS	I
5	5	3	NO	56	0.13	0.51	SI	643.73	642.59	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 3													
7	7	4	SI	120	0.06	0.21	NO	650.00	648.50	NO	FO	CS	I
8	4	8	NO	106	0.11	0.40	NO	648.50	645.85	NO	FO	CS	I
9	8	5	NO	120	0.16	0.63	SI	645.85	643.73	NO	FO	CS	I
10	5	9	NO	106	0.21	0.82	SI	643.73	642.60	NO	FO	CS	I
11	9	6	NO	30	0.23	0.87	SI	642.60	642.15	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 4													
13	7	11	SI	108	0.05	0.20	NO	650.00	647.89	NO	FO	CS	I
14	11	8	NO	120	0.11	0.41	NO	647.89	645.85	NO	FO	CS	I
15	8	12	NO	106	0.16	0.60	SI	645.85	644.62	NO	FO	CS	I
16	12	9	NO	118	0.21	0.82	SI	644.62	642.60	NO	FO	CS	I
17	9	10	NO	96	0.26	0.99	SI	642.60	641.68	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 5													
18	11	13	SI	104	0.05	0.19	NO	647.89	646.17	NO	FO	CS	I
19	13	12	NO	120	0.11	0.40	NO	646.17	644.62	NO	FO	CS	I
20	12	14	NO	96	0.15	0.58	SI	644.62	643.16	NO	FO	CS	I
21	14	10	NO	122	0.31	1.20	NO	643.16	641.68	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 6													
22	13	15	SI	100	0.05	0.18	NO	646.17	644.50	NO	FO	CS	I
23	15	14	NO	120	0.10	0.40	NO	644.50	643.16	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 7													
25	15	17	SI	46	0.08	0.12	NO	644.50	643.00	NO	FO	CS	I
26	17	18	NO	116	100.28	150.41	NO	643.00	640.75	NO	FO	CS	I
27	18	16	NO	114	100.47	150.70	NO	640.75	638.01	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 8													
30	17	21	SI	114	0.19	0.29	NO	643.00	639.47	NO	FO	CS	I
31	21	22	NO	120	0.40	0.60	NO	639.47	636.89	NO	FO	CS	I
32	22	23	NO	122	1.87	2.80	NO	636.89	634.30	NO	FO	CS	I
33	23	20	NO	62	2.61	3.92	NO	634.30	633.54	SI	FO	CS	I

Regresar

Tabla 6.5 Datos de entrada (continuación)

TRAMO	POZO INIC	POZO FIN.	CAB. ATAR	LONG. PROP	GAS MED	GASTO MAXIMO INSTAN	BAYONETA	ELEV TERR. INIC.	ELEV. TERR FIN.	ENTRONQUE Ei	TIPO CONS. POZO	MAT TUB	CLASE
SUBCOLECTOR 9													
35	22	25	SI	96	0.99	1.49	NO	636.89	634.23	NO	FO	CS	I
36	25	26	NO	98	2.01	3.01	NO	634.23	632.74	NO	FO	CS	I
37	26	24	NO	70	2.73	4.10	NO	632.74	631.17	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 10													
40	26	29	SI	116	1.20	1.80	NO	632.74	628.59	NO	FO	CS	I
41	29	30	NO	50	1.72	2.58	NO	628.59	627.38	SI	FO	CS	I
42	30	28	NO	64	5.03	7.54	NO	627.38	626.68	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 11													
43	25	31	SI	80	0.83	1.24	NO	634.23	631.89	NO	FO	CS	I
44	31	32	NO	90	1.76	2.64	NO	631.89	629.09	NO	FO	CS	I
45	32	30	NO	86	2.65	3.97	NO	629.09	627.38	SI	FO	CS	I
SUBCOLECTOR 12													
49	32	36	SI	60	0.85	1.27	NO	629.09	627.30	NO	FO	CS	I
50	36	37	NO	110	2.41	3.61	NO	627.30	624.21	NO	FO	CS	I
51	37	38	NO	54	3.17	4.76	NO	624.21	622.68	NO	FO	CS	I
52	38	39	NO	40	3.74	5.60	NO	622.68	621.62	NO	FO	CS	I
53	39	35	NO	74	4.78	7.18	NO	621.62	620.67	SI	FO	CS	I
COLECTOR 1													
6	3	6	NO	110	0.28	1.06	NO	642.59	642.15	NO	FO	CS	I
12	6	10	NO	100	0.55	2.10	NO	642.15	641.68	NO	FO	CS	I
24	10	16	NO	140	1.13	4.29	NO	641.68	638.01	NO	FO	CS	I
28	16	19	NO	80	101.73	155.19	NO	638.01	635.61	NO	FO	CS	I
29	19	20	NO	86	101.88	155.41	NO	635.61	633.54	NO	FO	CS	I
34	20	24	NO	96	105.49	160.82	NO	633.54	631.17	NO	FO	CS	I
38	24	27	NO	86	109.11	166.26	NO	631.17	627.84	NO	FO	CS	I
39	27	28	NO	54	114.70	174.64	NO	627.84	2626.68	NO	FO	CS	I
46	28	33	NO	52	115.43	175.74	NO	626.68	625.54	NO	FO	CS	I
47	33	34	NO	64	116.34	177.10	NO	625.54	622.76	NO	FO	CS	I
48	34	35	NO	54	117.10	178.25	NO	622.76	620.67	NO	FO	CS	I
54	35	40	NO	56	121.88	185.42	NO	620.67	619.52	NO	FO	CS	I
55	40	41	NO	60	121.88	185.42	NO	619.52	617.02	NO	FO	CS	I
56	41	42	NO	50	121.88	185.42	NO	617.02	614.01	NO	FO	CS	I

Búsqueda por palabra

Regresar

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos

TRAMO	POZO INIC POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN GASTO MED Q MAX INS. Q MAX PRE	PEND TERR PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB	EL TER INIC EL TER FINAL EL PLA.INI EL PLA FIN	PROF.INIC. PROF FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V.A QMIN. d A QMIN V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
SUBCOLECTOR 1							
1	1	1.50	12.20	645.00	1.90	0.58	0.04
	2	0.04	13	644.00	2.17	2.74	0.04
	82	0.15	20	643.10	37.4	0.58	
	CS	1.50	I	641.83	1.19	2.74	
2	2	1.5	12.59	644.00	2.17	0.58	0.04
	3	0.09	13	642.59	2.21	2.74	0.04
	112.00	0.35	20	641.83	37.4	0.58	
	CS	1.50	I	640.38	1.19	2.74	
SUBCOLECTOR 2							
3	4	1.5	29.17	648.50	2.14	0.81	0.03
	1	0.06	33	645.00	2.60	2.2	0.03
	120.00	0.21	20	646.36	59.58	0.81	
	CS	1.50	I	642.40	1.9	2.2	
4	1	1.5	11.98	645.00	2.60	0.49	0.05
	5	0.11	15	643.73	2.18	3.08	0.05
	106.00	0.40	20	642.40	29.34	0.49	
	CS	1.50	I	641.55	0.93	3.08	
5	5	1.5	20.36	643.73	2.18	0.69	0.03
	3	0.13	21	642.59	2.21	2.45	0.03
	56.00	0.51	20	641.55	47.53	0.69	
	CS	1.50	I	640.38	1.51	2.45	
SUBCOLECTOR 3							
7	7	1.5	1.5	650.00	2.11	0.61	0.04
	4	0.06	15	648.50	2.41	2.65	0.04
	120.00	0.21	20	647.89	40.17	0.61	
	CS	1.50	I	646.09	1.28	2.65	
8	4	1.5	25	648.50	2.41	0.71	0.03
	8	0.11	23	645.85	2.20	2.4	0.03
	106.00	0.40	20	646.09	49.74	0.71	
	CS	1.50	I	643.65	1.58	2.4	
9	8	1.5	17.67	645.85	2.20	0.65	0.03
	5	0.16	18	643.73	2.24	2.54	0.03
	120.00	0.63	20	643.65	44	0.65	
	CS	1.50	I	641.49	1.4	2.54	
10	5	1.5	10.66	643.73	2.24	0.55	0.04
	9	0.21	11	642.60	2.27	2.85	0.04
	106.00	0.82	20	641.49	34.4	0.55	
	CS	1.50	I	640.33	1.09	2.85	
11	9	1.5	15	642.60	2.27	0.58	0.04
	6	0.23	13	642.15	2.21	2.74	0.04
	30.00	0.87	20	640.33	37.4	0.58	
	CS	1.50	I	639.94	1.19	2.74	

Búsqueda por palabra

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos (continuación)

TRAMO	POZO INIC. POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN. GASTO MED Q MAX INS. Q MAX PRE	PEND TERR PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB.	EL TER INIC. EL TER FINAL EL PLA INI. EL PLA FIN	PROF INIC PROF FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V A QMIN d A QMIN V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
SUBCOLECTOR 4							
13	7	1.5	19.54	650.00	2.12	0.7	0.03
	11	0.05	22	647.89	2.39	2.42	0.03
	108.00	0.20	20	647.88	48.65	0.7	
	CS	1.50	I	645.50	1.55	2.42	
14	11	1.5	17	647.89	2.39	0.61	0.04
	8	0.11	15	645.85	2.15	2.65	0.04
	120.00	0.41	20	645.50	40.17	0.61	
	CS	1.50	I	643.70	1.28	2.65	
15	8	1.5	11.6	645.85	2.15	0.57	0.04
	12	0.16	12	644.62	2.19	2.8	0.04
	106.00	0.60	20	643.70	35.93	0.57	
	CS	1.50	I	642.43	1.14	2.8	
16	12	1.5	17.12	644.62	2.19	0.65	0.03
	9	0.21	18	642.60	2.29	2.54	0.03
	118.00	0.82	20	642.43	44	0.65	
	CS	1.50	I	640.31	1.4	2.54	
17	9	1.5	9.58	642.60	2.29	0.47	0.05
	10	0.26	7	641.68	2.04	3.18	0.05
	96.00	0.99	20	640.31	27.44	0.47	
	CS	1.50	I	639.64	0.87	3.18	
SUBCOLECTOR 5							
18	11	1.5	16.54	647.89	2.10	0.67	0.03
	13	0.05	19	646.17	2.41	2.51	0.03
	104.00	0.19	20	645.79	45.21	0.67	
	CS	1.50	I	643.76	1.44	2.51	
19	13	1.5	12.92	646.17	2.41	0.55	0.04
	12	0.11	11	644.62	2.18	2.85	0.04
	120.00	0.40	20	643.76	34.4	0.55	
	CS	1.50	I	642.44	1.09	2.85	
20	12	1.5	15.21	644.62	2.18	0.63	0.04
	14	0.15	16	643.16	2.25	2.61	0.04
	96.00	0.58	20	642.44	41.49	0.63	
	CS	1.50	I	640.91	1.32	2.61	
21	14	1.5	12.13	643.16	2.25	0.57	0.04
	10	0.31	12	641.68	2.24	2.8	0.05
	122.00	1.20	20	640.91	35.93	0.6	
	CS	1.80	I	639.44	1.14	3.05	
SUBCOLECTOR 6							
22	13	1.5	16.7	646.17	2.16	0.67	0.03
	15	0.05	19	644.50	2.39	2.51	0.03
	100.00	0.18	20	644.01	45.21	0.67	
	CS	1.50	I	642.11	1.44	2.51	
23	15	1.5	11.17	644.50	2.39	0.53	0.05
	14	0.1	10	643.16	2.25	2.92	0.05
	120.00	0.40	20	642.11	32.8	0.53	
	CS	1.50	I	640.91	1.04	2.92	

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos (continuación)

TRAMO	POZO INIC POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN. GASTO MED Q MAX INS Q MAX PRE	PEND TERR PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB	EL TER INIC EL TER FINAL EL PLA INI. EL PLA FIN	PROF INIC PROF FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V A QMIN d A QMIN V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
SUBCOLECTOR 7							
25	15	1.5	32.61	644.50	2.06	0.86	0.02
	17	0.08	40	643.00	2.40	2.1	0.02
	46.00	0.12	20	642.44	65.6	0.86	
	CS	1.50	I	640.60	2.09	2.1	
26	17	50.14	19.4	643.00	2.58	1.65	0.21
	18	100.28	17	640.75	2.30	11.83	0.95
	116.00	150.41	38	640.42	236.82	2.38	
	CS	225.62	I	638.45	2.09	29.68	
27	18	50.23	24.04	640.75	2.30	1.93	0.17
	16	100.47	26	638.01	2.53	10.67	0.77
	114.00	150.70	38	638.45	292.88	2.85	
	CS	226.05	I	635.48	2.58	25.09	
SUBCOLECTOR 8							
30	17	1.5	30.96	643.00	2.16	0.79	0.03
	21	0.19	31	639.47	2.16	2.24	0.03
	114.00	0.29	20	640.84	57.75	0.79	
	CS	1.50	I	637.31	1.84	2.24	
31	21	1.5	21.5	639.47	2.16	0.72	0.03
	22	0.4	24	636.89	2.46	2.38	0.03
	120.00	0.60	20	637.31	50.81	0.72	
	CS	1.50	I	634.43	1.62	2.38	
32	22	1.5	21.23	636.89	2.46	0.57	0.04
	23	1.87	12	634.30	1.34	2.8	0.12
	122.00	2.80	20	634.43	35.93	0.76	
	CS	4.20	I	632.96	1.14	4.6	
33	23	1.5	12.26	634.30	1.34	0.58	0.04
	20	2.61	13	633.54	1.56	2.74	0.16
	62.00	3.92	20	632.96	37.4	0.87	
	CS	5.88	I	631.98	1.19	5.36	
SUBCOLECTOR 9							
35	22	1.5	27.71	636.89	2.11	0.79	0.03
	25	0.99	31	634.23	2.43	2.24	0.04
	96.00	1.49	20	634.78	57.75	0.89	
	CS	2.24	I	631.80	1.84	2.7	
36	25	1.5	15.2	634.23	2.43	0.44	0.06
	26	2.01	6	632.74	1.52	3.32	0.18
	98.00	3.01	20	631.80	25.41	0.61	
	CS	4.51	I	631.22	0.81	5.72	
37	26	1.5	22.43	632.74	1.52	0.73	0.03
	24	2.73	25	631.17	1.70	2.35	0.12
	70.00	4.10	20	631.22	51.86	1.11	
	CS	6.15	I	629.47	1.65	4.64	

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos (continuación)

TRAMO	POZO INIC POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN GASTO MED Q MAX INS Q MAX PRE	PEND TERR PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB	EL TER INIC EL TER FINAL EL PLA INI EL PLA FIN	PROF INIC PROF FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V A QMIN d A QMIN V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
SUBCOLECTOR 10							
40	26	1.5	35.78	632.74	1.14	0.83	0.02
	29	1.2	36	628.59	1.17	2.16	0.04
	116.00	1.80	20	631.60	62.23	0.99	
	CS	2.70	I	627.42	1.98	2.85	
41	29	1.5	24.2	628.59	1.17	0.75	0.03
	30	1.72	27	627.38	1.31	2.31	0.07
	50.00	2.58	20	627.42	53.89	1	
	CS	3.87	I	626.07	1.72	3.63	
42	30	2.51	10.94	627.38	1.31	0.68	0.07
	28	5.03	13	626.68	1.44	3.53	0.30
	64.00	7.54	20	626.07	37.4	1.05	
	CS	11.31	I	625.24	1.19	7.58	
SUBCOLECTOR 11							
43	25	1.5	29.25	634.23	2.10	0.78	0.03
	31	0.83	30	631.89	2.16	2.25	0.03
	80.00	1.24	20	632.13	56.81	0.83	
	CS	1.86	I	629.73	1.81	2.49	
44	31	1.5	31.11	631.89	2.16	0.82	0.02
	32	1.76	34	629.09	2.42	2.19	0.07
	90.00	2.64	20	629.73	60.48	1.09	
	CS	3.96	I	626.67	1.93	3.48	
45	32	1.5	19.88	629.09	2.42	0.47	0.05
	30	2.65	7	627.38	1.31	3.18	0.22
	86.00	3.97	20	626.67	27.44	0.7	
	CS	5.96	I	626.07	0.87	6.31	
SUBCOLECTOR 12							
49	32	1.5	29.83	629.09	2.09	0.78	0.03
	36	0.85	30	627.30	2.10	2.25	0.03
	60.00	1.27	20	627.00	56.81	0.84	
	CS	1.91	I	625.20	1.81	2.52	
50	36	1.5	28.09	627.30	2.10	0.77	0.03
	37	2.41	29	624.21	2.20	2.27	0.10
	110.00	3.61	20	625.20	55.85	1.12	
	CS	5.42	I	622.01	1.78	4.19	
51	37	1.58	28.33	624.21	2.20	0.78	0.03
	38	3.17	28	622.68	2.18	2.35	0.13
	54.00	4.76	20	622.01	54.88	1.2	
	CS	7.14	I	620.50	1.75	4.86	
52	38	1.87	26.5	622.68	2.18	0.57	0.06
	39	3.74	10	621.62	1.52	3.24	0.26
	40.00	5.60	20	620.50	32.8	0.87	
	CS	8.40	I	620.10	1.04	6.92	
53	39	2.39	12.84	621.62	1.52	0.65	0.07
	35	4.78	12	620.67	1.46	3.51	0.30
	74.00	7.18	20	620.10	35.93	1	
	CS	10.77	I	619.21	1.14	7.54	

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos (continuación)

TRAMO	POZO INIC POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN GASTO MED Q MAX INS. Q MAX PRE	PEND TERR. PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB	EL TER INIC EL TER FINAL EL PLA INI EL PLA FIN	PROF INIC PROF.FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V A QMIN d A QMIN. V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
COLECTOR 1							
6	3	1.5	4	642.59	2.21	0.38	0.07
	6	0.28	4	642.15	2.21	3.65	0.08
	110.00	1.06	20	640.38	20.74	0.39	
	CS	1.59	I	639.94	0.66	3.75	
12	6	1.5	4.7	642.15	2.21	0.42	0.06
	10	0.55	5	641.68	2.24	3.46	0.14
	100.00	2.10	20	639.94	23.19	0.52	
	CS	3.15	I	639.44	0.74	4.97	
24	10	1.5	26.21	641.68	2.24	0.75	0.03
	16	1.13	27	638.01	2.35	2.31	0.12
	140.00	4.29	20	639.44	53.89	1.15	
	CS	6.44	I	635.66	1.72	4.65	
28	16	50.86	30	638.01	2.53	1.7	0.21
	19	101.73	18	635.61	1.57	11.73	0.96
	80.00	155.19	38	635.48	243.69	2.45	
	CS	232.78	I	634.04	2.15	29.76	
29	19	50.94	24.07	635.61	1.57	1.89	0.18
	20	101.88	24	633.54	1.56	10.98	0.83
	86.00	155.41	38	634.04	281.39	2.78	
	CS	233.11	I	631.98	2.48	26.45	
34	20	52.74	24.69	633.54	1.56	2.01	0.17
	24	105.49	28	631.17	1.88	10.73	0.79
	96.00	160.82	38	631.98	303.93	2.97	
	CS	241.23	I	629.29	2.68	25.61	
38	24	54.55	32	631.17	1.88	2.03	0.18
	27	109.11	28	628.93	1.60	10.93	0.82
	86.00	166.26	38	629.29	303.93	2.99	
	CS	249.39	I	627.33	2.68	26.26	
39	27	57.35	32.14	628.93	1.98	2.04	0.19
	28	114.7	27	626.68	1.62	11.34	0.88
	54.00	174.64	38	626.95	298.46	2.97	
	CS	261.96	I	625.06	2.63	27.64	
46	28	57.72	21.92	626.68	1.62	1.89	0.21
	33	115.43	22	625.54	1.62	11.9	0.98
	52.00	175.74	38	625.06	269.41	2.71	
	CS	263.61	I	623.92	2.38	30.49	
47	33	58.17	43.44	625.54	2.42	2.04	0.19
	34	116.34	27	622.76	1.37	11.42	0.89
	64.00	177.10	38	623.12	298.46	2.97	
	CS	265.65	I	621.39	2.63	27.94	
48	34	58.55	38.7	622.76	2.27	2.05	0.20
	35	117.1	27	620.67	1.64	11.46	0.90
	54.00	178.25	38	620.49	298.46	2.98	
	CS	267.38	I	619.03	2.63	28.08	
54	35	60.94	20.54	620.67	1.64	1.98	0.22
	40	121.88	24	619.52	1.83	11.97	0.99
	56.00	185.42	38	619.03	281.39	2.83	
	CS	278.13	I	617.69	2.48	30.8	

Regresar

Tabla 6.6 Datos de salida cálculos hidráulicos (continuación)

TRAMO	POZO INIC. POZO FIN LONGITUD MATERIAL	GASTO MIN GASTO MED Q MAX INS Q MAX PRE	PEND TERR PEND TUB DIAMETRO CLASE TUB	EL TER INIC EL TER FINAL EL PLA INI EL PLA FIN	PROF. INIC PROF FIN Q TUB LLENO V TUB LLENO	V A QMIN. d A QMIN V A QMAXP d A QMAXP	QMIN/QLLENO QMAXP/QLLENO
55	40	60.94	41.67	619.52	2.21	2.06	0.20
	41	121.88	27	617.02	1.33	11.59	0.93
	60.00	185.42	38	617.31	298.46	2.99	
	CS	278.13	I	615.69	2.63	29	
56	41	60.94	60.2	617.02	2.97	2.06	0.20
	42	121.88	27	614.01	1.31	11.59	0.93
	50.00	185.42	38	614.05	298.46	2.99	
	CS	278.13	I	612.70	2.63	29	

Búsqueda por palabra

Tabla 6.7 Datos de salida cantidades de obra

TUBERÍAS		
Concreto simple Clase I de 20 cm de diámetro	4070.00 m	
Concreto simple Clase I de 38 cm de diámetro	968.00 m	
TERRACERÍAS		
Excavación	8663.32	m^3
Plantilla apisonada	397.21	m^3
Relleno apisonado	1908.06	m^3
Relleno a volteo	6027.11	m^3
Acarreos	3327.15	m^3
Acarreo kms. subsecuentes	16635.74	$m^3 \cdot km$
POZOS DE VISITA		
Pozo común de 1.25 m de profundidad	1	pozo
Pozo común de 1.50 m de profundidad	2	pozo
Pozo común de 1.75 m de profundidad	6	pozo
Pozo común de 2.00 m de profundidad	2	pozo
Pozo común de 2.25 m de profundidad	15	pozo
Pozo común de 2.50 m de profundidad	9	pozo
Pozo común de 2.75 m de profundidad	3	pozo
CAÍDAS		
Pozo con caída de 2.50 m de profundidad	2	pozo
Pozo con caída de 3.00 m de profundidad	1	pozo

Tabla 6.8 Simbología

P R O Y E C T O

EMISOR
COLECTOR
SUBCOLECTOR
ATARJEA
CABEZA DE ATARJEA
POZO DE VISITA COMUN
POZO DE VISITA ESPECIAL
POZO CAJA
POZO CAJA UNION
POZO CAJA DEFLEXION
POZO CON CAIDA
CAIDA ESCALONADA
CAJA DE CAIDA ADOSADA A POZO DE VISITA
ESTACION DE BOMBEO
LINEA A PRESION
ELEVACION DE TERRENO 28.35
ELEVACION DE PLANTILLA 28.35
LONGITUD-PENDIENTE-DIAMETRO (m-miles-cm) 100 - 2 - 25
RELLENO

C O N S T R U C C I O N

	CONSTRUCCION FUTURA	CONSTRUIDO
EMISOR		C
COLECTOR		C
SUBCOLECTOR		C
ATARJEA		C
ESTACION DE BOMBEO		

Búsqueda por palabra

7 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

Para el buen funcionamiento de un sistema de alcantarillado sanitario, no basta un buen diseño de la red, es necesario considerar aspectos importantes durante su construcción y operación. En este capítulo se hace una descripción detallada de las etapas para la consecución de los objetivos del proyecto, en materia constructiva y operativa, como son la excavación, anchos de zanja, plantillas, profundidades mínimas, colchones de relleno mínimos, así como los procedimientos de instalación y mantenimiento más empleados en tuberías de diferentes materiales.

7.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Durante la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario se deben de seleccionar los diferentes componentes del sistema, siguiendo procedimientos de construcción e instalación recomendados por fabricantes y avalados por la experiencia de constructores y organismos rectores. Los criterios de selección de los materiales y procedimientos de construcción se deben de adaptar a las características y condiciones de la zona de proyecto, tales como la disponibilidad de los componentes del sistema de alcantarillado, la disponibilidad de recursos económicos, procedimientos constructivos usuales en la zona, tipo de suelo, durabilidad y eficiencia de los componentes en cuestión. Cabe destacar que el empleo de buenos materiales sin un buen procedimiento constructivo dará lugar a fallas, lo cual también sucederá si se emplean procedimientos correctos con materiales inadecuados.

Las etapas de construcción que comprende una red de alcantarillado sanitario son: excavación de zanja, ademe en algunas ocasiones, cama ó plantilla de zanja, colocación de tubería, relleno de zanja y construcción de las instalaciones complementarias. A continuación se hace una descripción de cada una de estas etapas.

7.1.1 Excavación de zanja

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que estas se instalen en condición de zanja de acuerdo a las características del terreno, así deberá ser el tipo de excavación. La excavación de la zanja se puede llevar a cabo ya sea a mano o con máquina (ver Figuras 7.1a y b), dependiendo de las características de la zona de proyecto, como pueden ser el acceso a la zona, el tipo de suelo, el volumen de excavación, etc. La excavación se debe realizar conservando las pendientes y profundidades que marque el proyecto; el fondo de la zanja debe ser de tal forma que provea un apoyo firme y uniforme a lo largo de la tubería.

Cuando en el fondo de la zanja se encuentren condiciones inestables que impidieran proporcionar a la tubería un apoyo firme y constante, se deberá realizar una sobre-excavación y rellenar esta con un material adecuado (plantilla) que garantice la estabilidad del fondo de la zanja.

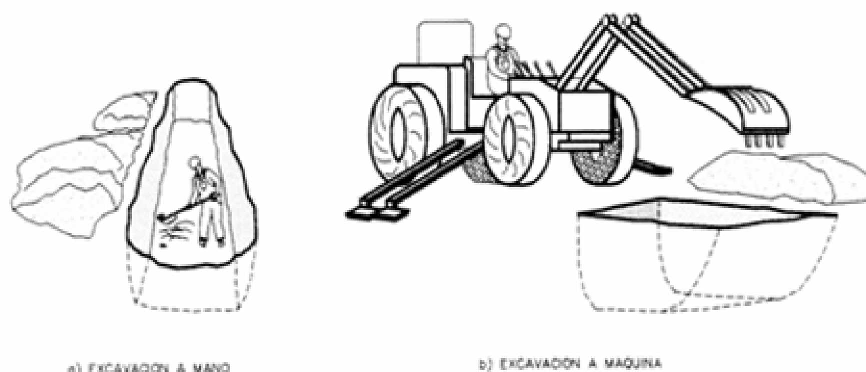


Figura 7.1 Procedimientos de excavación en zanja

La forma más común de verificar la profundidad de las zanjas es fabricando niveletas y escantillones, teniendo en cuenta que a la cota de plantilla del proyecto se le deben aumentar 5 cm, de cama, más el espesor del tubo.

Se colocarán las niveletas a lo largo de la excavación a cada 20 m, posteriormente se tirará un reventón al centro de la zanja y con el escantillón se verificará y afinara el fondo de la zanja para obtener la profundidad necesaria y posteriormente con este mismo método se controlará el nivel de la plantilla hidráulica de los tubos (ver Figuras 7.2a, b y c).

7.1.1.1 Ancho de zanja

En la Tabla 7.1, se indica el ancho recomendable de la zanja, para diferentes diámetros de tubería en diferentes materiales. Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica en las tablas mencionadas; a partir de este punto puede dársele a sus paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe. Si resulta conveniente el empleo de un ademe, el ancho de zanja debe ser igual al indicado en las tablas ya referidas más el ancho que ocupe el ademe.

7.1.1.2 Sistemas de protección de zanjas

Las zanjas excavadas en terrenos inestables exigen un apuntalamiento para evitar hundimientos ó el desplome de las paredes laterales Este apuntalamiento puede ser amplio o ligero, dependiendo de las condiciones del terreno.

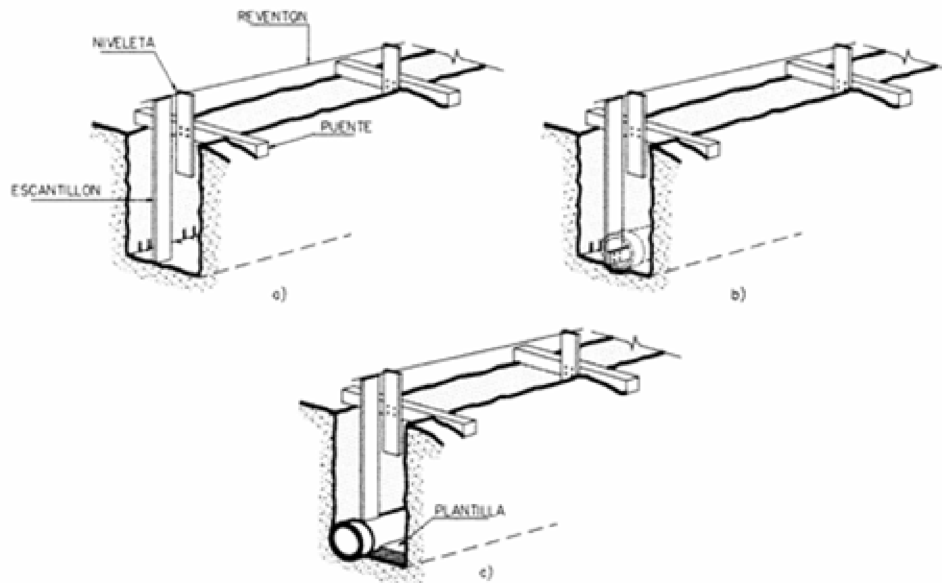


Figura 7.2 Procedimientos de nivelación en zanja

En México se emplean diversos sistemas de protección de zanjas. A continuación se mencionan los que más comúnmente se utilizan.

a) Apuntalamiento

Consiste en colocar un par de tablas verticales dispuestas sobre los lados opuestos de las zanjas, con dos polines que las fijan. Este sistema se emplea en zanjas poco profundas en terreno estable.

b) Ademe

Es el sistema de tablas de madera que se colocan en contacto con las paredes de la zanja. Para lograr la estabilidad del ademe, se utilizan polines de madera que se colocan transversal mente de un lado a otro de la zanja, y barrotes de madera para transferir la carga ejercida sobre las tablas del revestimiento a los polines.

El ademe puede ser simple, si está formado por piezas cortas de madera colocadas verticalmente contra los lados de la zanja, con polines y barrotes cortos que completan el sistema. Puede no ser de longitud uniforme, dependiendo de la consistencia del terreno, dejando algunos huecos en las paredes de la zanja, como indica la Figura 7.3a.

El ademe puede ser cerrado utilizando tablas horizontales para revestir las paredes de la zanja y barrotes verticales con uno ó más polines transversales para cada par! de barrotes (véase Figura 7.3b). Este sistema se adapta bien en terrenos de material suelto poco consistente.

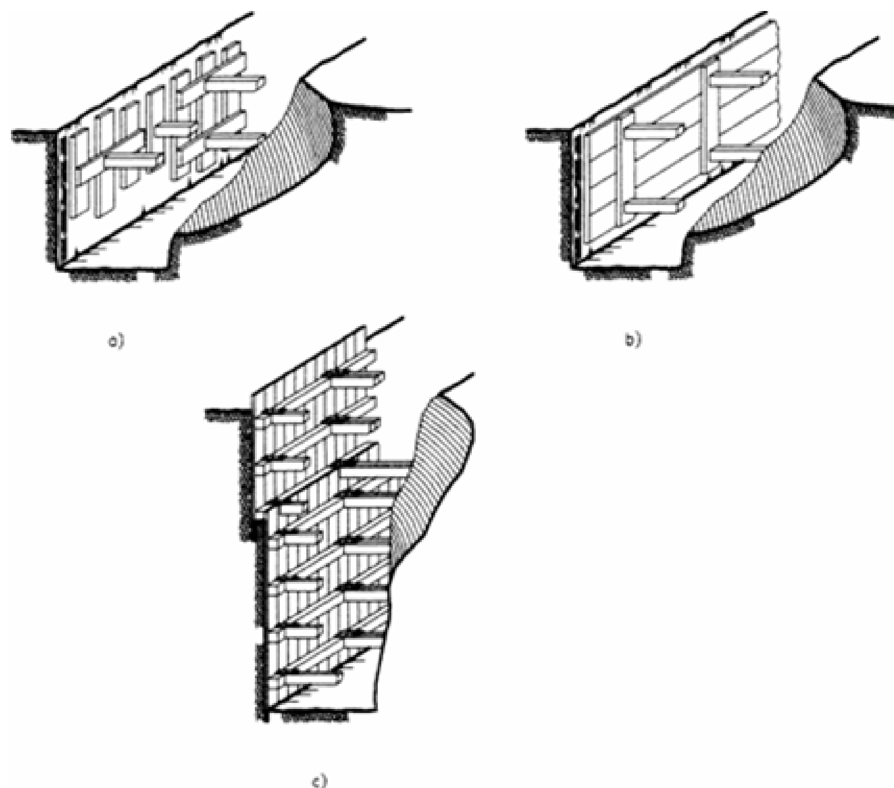


Figura 7.3 Sistemas de protección de zanjas

c) Tablestacado

Es el sistema de protección de zanjas mejor terminado y más costoso de los utilizados. Puede ser de madera ó de acero y se emplea en excavaciones profundas en terrenos blandos y donde se prevé que pueda haber agua subterránea (véase Figura 7.3c). En el Tablestacado de madera se utilizan los mismos elementos descritos en los sistemas anteriores, pero colocados en forma uniforme a lo largo de la zanja. En ocasiones, en los puntos donde se espera encontrar bastante agua, pueden emplearse tablestacas doblemente armadas de madera en vez de tablas sencillas.

Los Tablestacado de acero se emplean básicamente en instalaciones de gran magnitud. Son más resistentes que los de madera, más impermeables, pueden usarse y volverse a emplear.

d) Achique en zanjas

Si el nivel del agua friática está más alto que el fondo de la zanja el agua fluirá dentro de ella, siendo necesario colocar un ademe ó tablestacado, así como extraer el agua de la zanja mediante bombas.

Un sistema de achique en zanjas, es dejar circular el agua por el fondo de la zanja hasta un sumidero, desde el cual se succiona y descarga el agua mediante una bomba. Como el agua puede contener material abrasivo, se recomienda utilizar bombas centrífugas, de diafragma de chorro ó vacío.

En zanjas para tuberías de gran diámetro puede colocarse un tubo de drenaje con juntas abiertas, cubierto de gravilla y dispuesto por debajo del nivel de la misma. Este tipo de drenajes por lo regular desaguan en un sumidero, su ventaja es que suprimen la circulación de agua en la zanja, evitando que dañe el fondo. Los drenajes se dejarán en el lugar en que se colocaron, cuando se termina la instalación.

7.1.2 Plantilla o cama

La plantilla o cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa interior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60 % de su diámetro exterior, o el recomendado por el fabricante (ver Figura 7.4).

Deberán excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o copie de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada, el espesor de ésta será de 10 cm. El espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm.

En caso de instalar tubería de acero y si la superficie del terreno lo permite no es necesaria la plantilla. En el caso de tuberías de polietileno, no se requiere de colocación de plantilla en cualquier material excepto roca. En lugares excavados en roca o te petate duro, se preparará la zanja con material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo (tierra o arena suelta con espesor mínimo de 10 cm).

En la Tabla 7.1, se indica el espesor recomendable de plantilla, para diferentes diámetros de tubería en diferentes materiales,

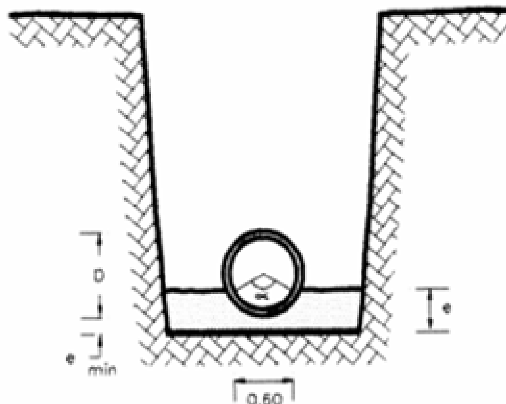


Figura 7.4 Plantilla o cama en zanja

7.1.3 Instalación de tubería

Las tuberías de alcantarillado sanitario se pueden instalar sobre la superficie, enterradas o con una combinación de ambas, dependiendo de la topografía del terreno, de la clase de tubería y del tipo de terreno.

En el caso de tuberías enterradas, se debe de comprobar de acuerdo al proyecto la pendiente del fondo de la zanja, para proceder a la colocación de la tubería en la zanja. En tuberías expuestas, estas se pueden colocar directamente sobre el terreno natural, o bien, en tramos volados, apoyados sobre estructuras previamente construidas, con las preparaciones necesarias para la conexión de la tubería.

La instalación de un sistema de alcantarillado sanitario debe realizarse comenzando de la parte baja hacia la parte alta; por facilidad de instalación, las campanas deben colocarse siempre en dirección aguas arriba. El sistema se puede poner en funcionamiento de acuerdo a su avance constructivo.

Cuando se interrumpa la instalación de las tuberías deben colocarse tapones en los extremos ya instalados, para evitar la entrada de agentes extraños (agua, tierra, etc,) a la misma.

El tipo de acoplamiento ó junteo de la tubería, dependerá del tipo de material elegido, de acuerdo a la técnica de instalación recomendada por cada fabricante. A continuación se hace una descripción de los procedimientos de instalación según el tipo de material de la tubería.

7.1.3.1 Instalación de tuberías de concreto simple y reforzado

Antes de proceder a la instalación de las tuberías de concreto simple o reforzado se deben de limpiar y posteriormente lubricar con cepillo las campanas, cajas, espigas y

anillos de hule de los tubos a acoplar (Figuras 7.5a, b y c). La junta de hule se coloca en la espiga del tubo y posteriormente se alinea la campana y espiga de los tubos que serán junteados (Figuras 7.5d y e).

El procedimiento de acoplamiento dependerá del tamaño de la tubería. En tubos pequeños el procedimiento es acuñar una barra contra una tabla colocada horizontalmente cruzando el lado acampanado del tubo. Posteriormente se debe de presionar de manera que la tabla inserte la tubería (Figura 7.5f). En tubos medianos, se utilizan dispositivos mecánicos a lo largo de la tubería, los cuales son asegurados a una sección del tubo instalado varios tramos atrás y unidos por un tablón atravesado. Por fuerza mecánica la junta es llevada a posición de unión (Figura 7.5g). En tubos grandes se debe de colocar una viga en un tubo instalado algunas secciones atrás. A esta viga se le une otra mediante algún jalador mecánico de manera que tenga apoyo. Por fuerza mecánica la punta es llevada a la posición de unión (Figura 7.5h).

7.1.3.2 Instalación de tuberías de fibrocemento

Antes de proceder a la instalación de las tuberías de fibrocemento se deben de limpiar y posteriormente lubricar con cepillo las espigas, ranuras, interiores del copie y anillos de hule de los tubos a instalar (Figuras 7-6a y b). Los anillos de hule se colocan dentro de las ranuras del copie y posteriormente se alinea el copie y la espiga de los tubos a acoplar (Figura 7.6c).

El acoplamiento se puede realizar con acampanado previo (en tubos pequeños), colocando el copie en el extremo lubricado y empujando con una barra, teniendo cuidado de intercalar un bloque de madera para no dañarla, y apoyando el tubo contra un soporte sólido (Figura 7.6d). El acoplamiento también puede ser por acampanado en la zanja, instalando al mismo tiempo las dos espigas dentro del copie. Para ello se coloca el copie entre los tubos y se empuja el tramo final por medio de una barreta y a través de un bloque de madera (Figura 7.6e). En cada unión de tubos, se debe comprobar la correcta posición de los anillos para los diámetros de 150 mm a 900 mm, haciendo girar el copie y recorriendo perimetralmente el escantillón en ambos lados del copie (Figura 7.6f). Para diámetros de 1000 mm a 2000 mm, los anillos deben quedar bien alojados en las ranuras del copie.

7.1.3.3 Instalación de tuberías de poli (cloruro de vinilo) (PVC)

Al igual que en las tuberías anteriores se deben de limpiar y lubricar antes de la instalación las campanas, espigas y anillos de hule de los tubos a acoplar (Figuras 7.7a y b). Posteriormente se introduce el anillo de hule dentro de la ranura de la campana del tubo (Figura 7.7c), para posteriormente colocar los tubos dentro de la zanja y alinearlos, dejándolos listos para acoplar.

El acoplamiento se realiza de la siguiente forma: en diámetros de hasta 15 cm., el acoplamiento se hará manual, para diámetros de 25 a 40 cm., se hará con un taco de

Búsqueda por palabra

madera y una barreta con la cual se hace palanca (Figura 7.7d). En diámetros medianos de 45 a 107 cm., la instalación puede hacerse con la ayuda de dispositivos mecánicos (montacargas de palanca), de una tonelada de capacidad y dos tramos de cadena ó cable de acero con ganchos, unidos por un tablón atravesado y por presión tirando de ellos los tubos son llevados a su posición de unión (Figura 7.7e).

Para diámetros mayores se coloca dentro de la tubería instalada una viga de madera; a esta se le une otra mediante un dispositivo mecánico de manera que tenga apoyo. Por fuerza mecánica la punta es llevada a la posición de unión. Se deberá evitar que las tuberías sean empujadas con equipo de excavación

7.1.3.4 Instalación de tuberías de polietileno de alta densidad (PEAD)

Antes de proceder a la unión de los tubos por termofusión se deberán de limpiar de sustancias ajenas los extremos a unir (Figura 7.8a). Las uniones de tuberías y conexiones se llevan a cabo calentando simultáneamente las dos partes por unir, hasta alcanzar el grado de fusión necesario para que después, con una presión controlada sobre ambos elementos, se logre una unión monolítica más resistente que la tubería misma.

La tubería se termofusionará a tope fuera de la zanja. El equipo para termofusionar a tope consiste en un carro alineador, escuadra extremos para preparar la juntas, y calentador para aplicar a los tubos la temperatura correcta en la unión (Figura 7.8b).

La tubería una vez unida, se instalará dentro de la zanja con una longitud de pozo a pozo de visita (Figura 7.8c).

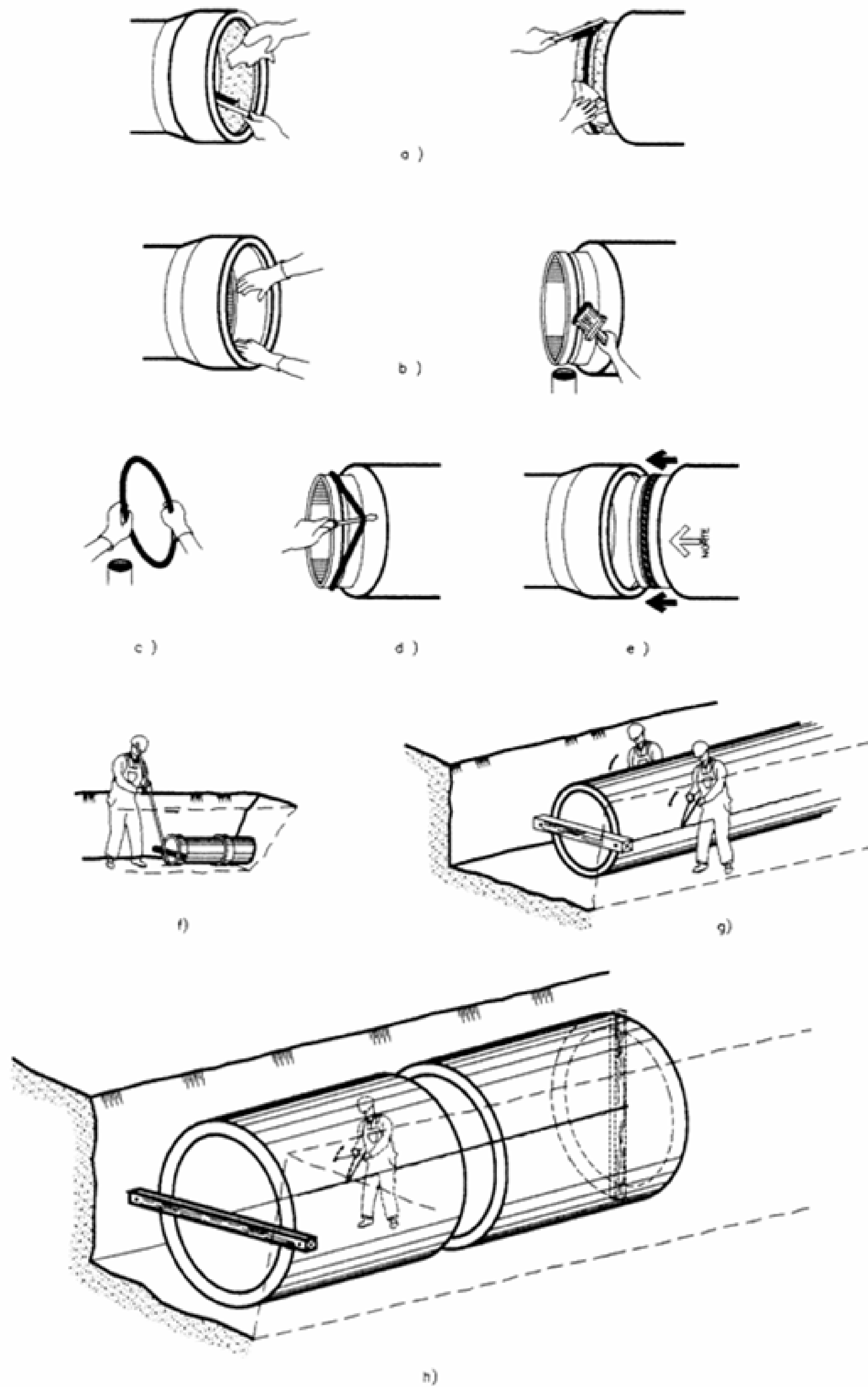


Figura 7.5 Instalación de tubería de concreto

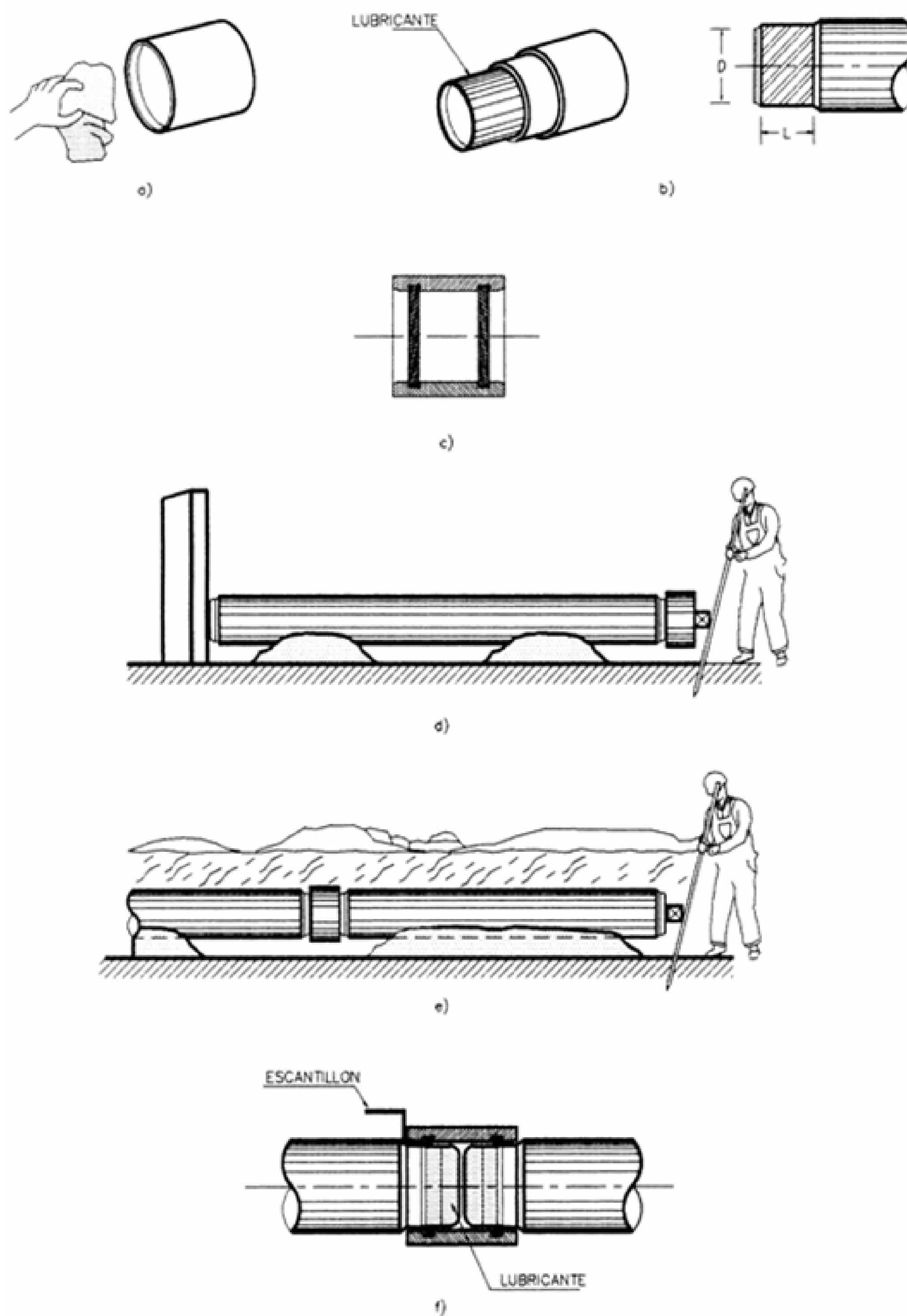


Figura 7.6 Instalación de tubería de fibrocemento

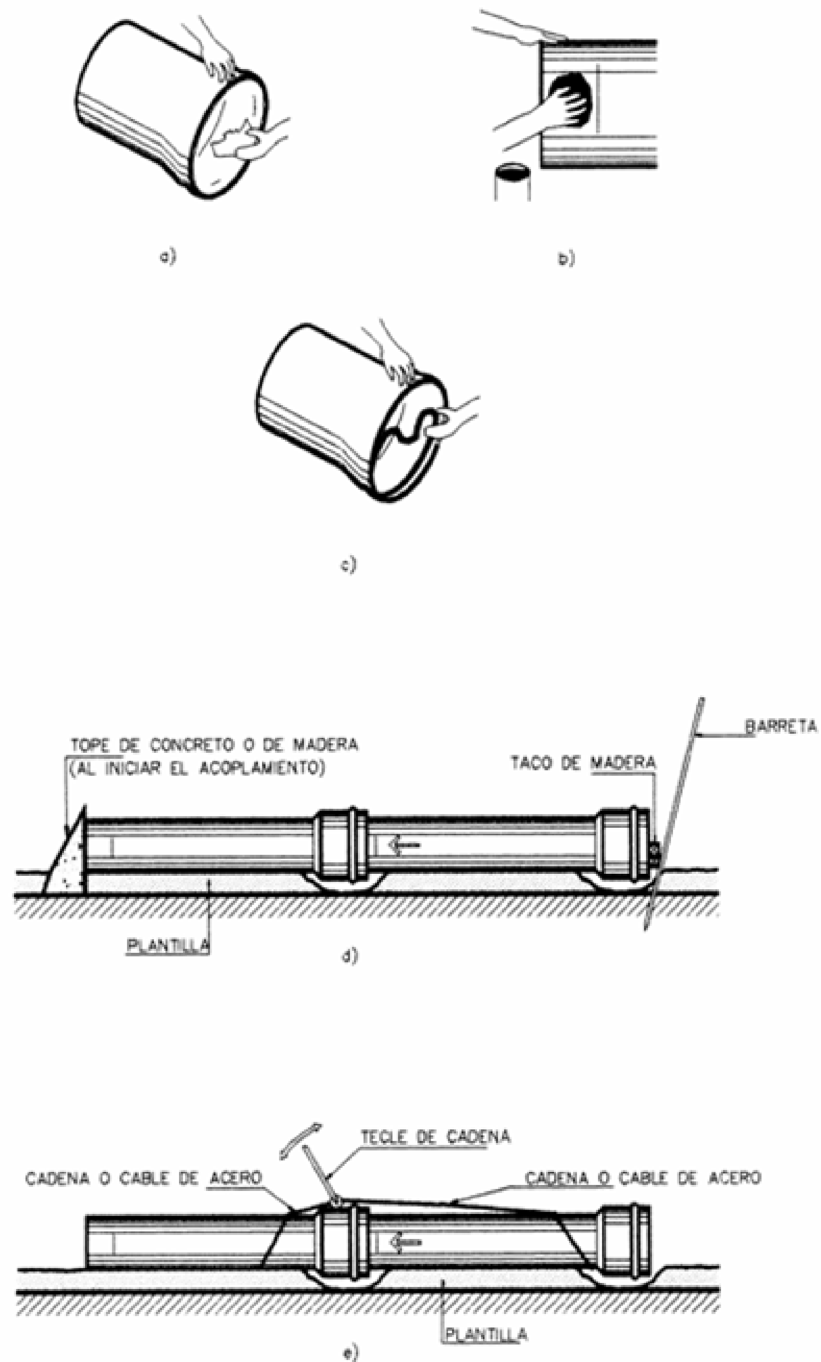


Figura 7.7 Instalación de tubería de PVC

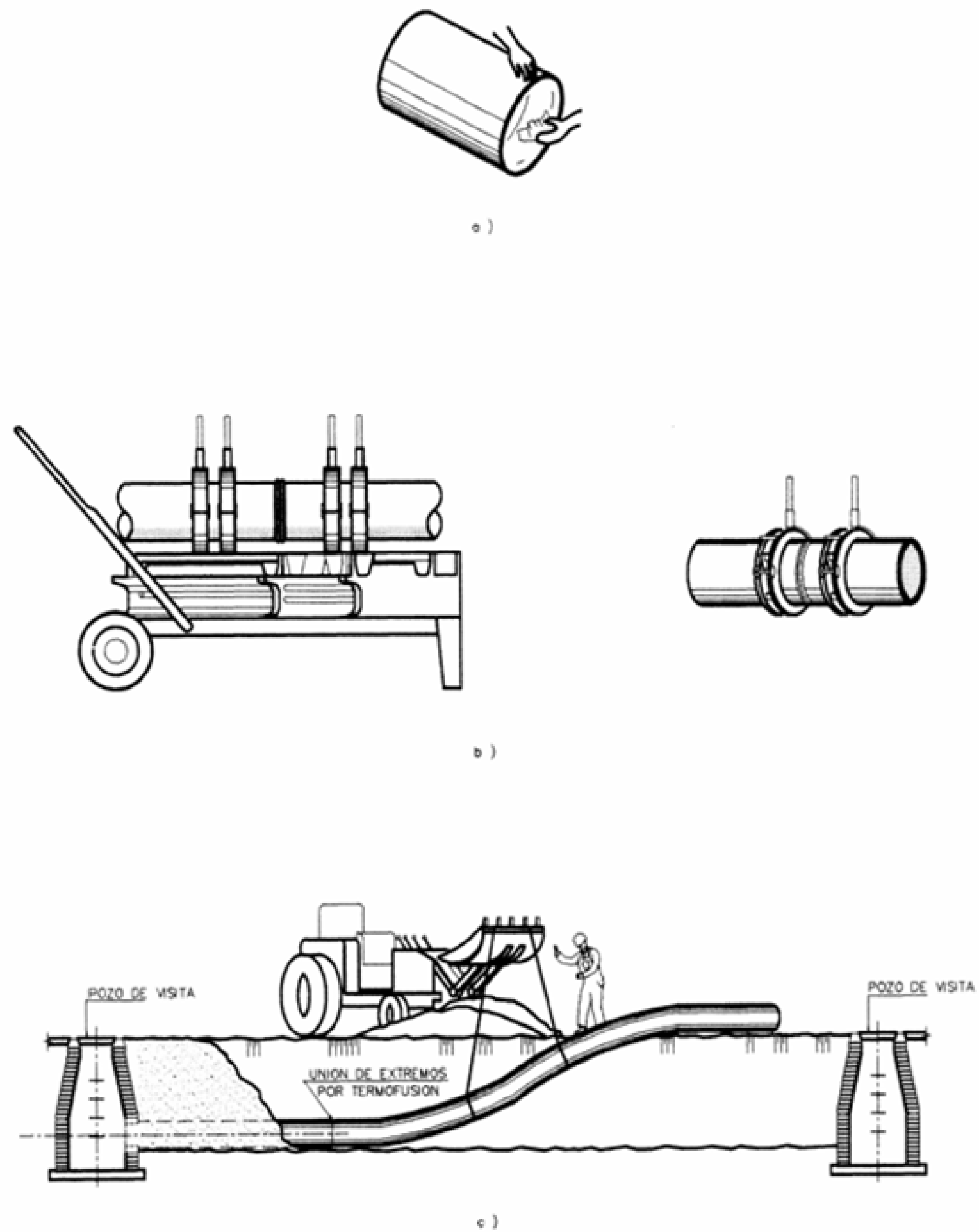


Figura 7.8 Instalación de tubería de polietileno

7.1.4 Relleno de la zanja

El relleno en la zanja se debe de colocar tan pronto sea instalada y probada la tubería. De esta manera se disminuye el riesgo de que la tubería sufra algún desperfecto.

Una vez colocada la tubería sobre la plantilla de la zanja, se llevará a cabo un correcto acostillado del tubo con material granular fino colocado a mano. Se deberá usar la herramienta adecuada para que el material quede perfectamente compactado entre la tubería y las paredes de la zanja. Para el acostillado del tubo se usara un pisón de cabeza angosta (ver Figura 7.9a). El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con el mismo material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor y se apisonará con pisón de cabeza plana o con un apisonador mecánico. El material mencionado se debe de compactar de 90 a 95 % de la Prueba Proctor.

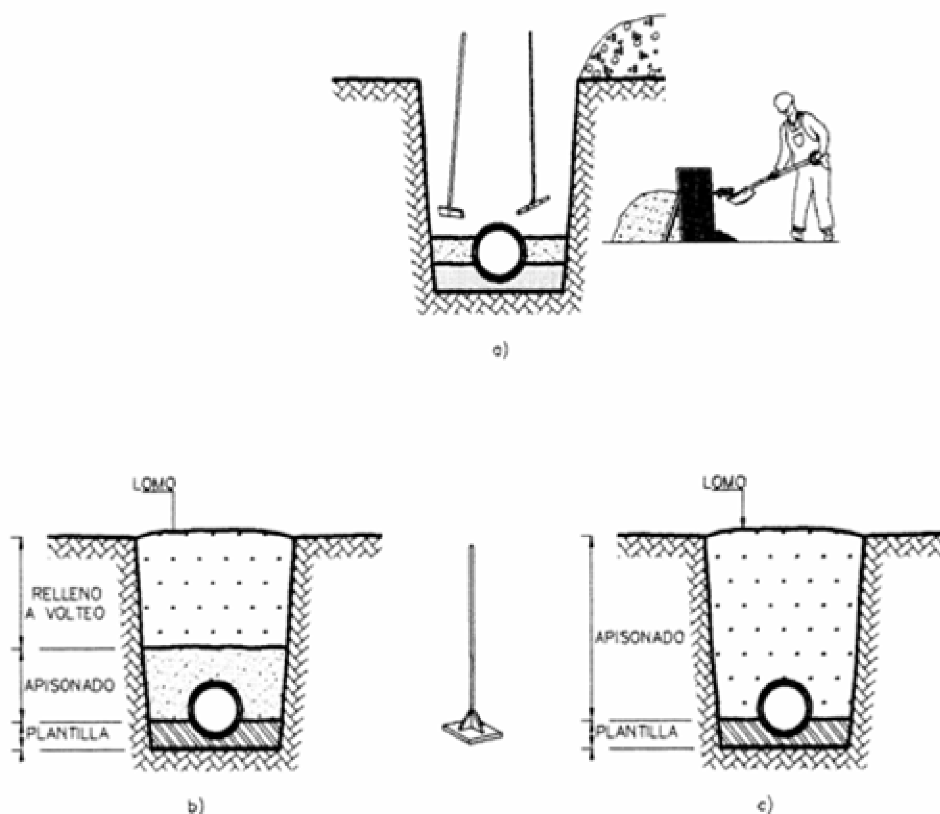


Figura 7.9 Procedimiento de relleno de zanjas

En lugares libres de tráfico vehicular, después de llevar a cabo el relleno apisonado, el resto del relleno se puede hacer usando tierra sin cribar, pero de calidad aceptable (libre de piedras). Este relleno puede hacerse por volteo a mano ó volteo mecánico, dejando un lomo ó borde sobre el nivel del terreno para que asiente naturalmente (ver Figura 7.9b).

Si la excavación se hace en calles pavimentadas todo el relleno debe ser apisonado y con material cribado de la excavación o tepetate (Figura 7.9c).

En la Tabla 7.1, se muestran los colchones mínimos recomendados para los diferentes diámetros de tuberías y en diferentes materiales.

7.2 RECOMENDACIONES DE OPERACIÓN

En este apartado se describen las operaciones y equipos utilizados en el mantenimiento de un sistema de alcantarillado sanitario.

7.2.1 Mantenimiento preventivo y correctivo

Con la finalidad de mantener en buen estado de conservación un sistema de alcantarillado sanitario, resulta necesario elaborar un plan de mantenimiento preventivo, para lo cual se requiere contar con planos actualizados de las redes de alcantarillado, en donde se especifiquen diámetros, profundidades, elevaciones de los brocales, sentidos de escurrimiento y la ubicación de las descargas de aguas negras en canales, arroyos, ríos, etc. En estos planos se deberá marcar las zonas de la red que han presentado problemas y que requieren mantenimiento preventivo o correctivo. Con esta información se podrá elaborar un programa y un presupuesto anual de mantenimiento.

El mantenimiento preventivo puede comprender las siguientes acciones:

- Inspección periódica
- Lavados
- Limpieza con equipo manual o hidroneumático
- Acarreos

7.2.1.1 Desazolve con equipo manual

La herramienta manual básica para desazolve manual es la varilla de acero, que es resistente a los ácidos y flexible, lo que le permite ingresar a la tubería con facilidad para extraer algún tapón que la esté obstruyendo. Cada varilla mide un metro de longitud y se unen entre sí mediante coples con rótula integrada. Existen en el mercado varillas de diferentes tipos (aleaciones), espesores y longitudes. Los accesorios para el manejo de las varillas consisten en llaves, barras y manerales. Para extraer taponamientos se utilizan tirabuzones.

Búsqueda por palabra

Para lograr un rendimiento mayor con este sistema, se utiliza la rotosonda de reversión instantánea que consiste en un motor que hace girar las varillas a velocidades de hasta 125 RPM.

Un equipo para extraer todo tipo de sedimentación son las máquinas desazolvadoras accionadas con motor de gasolina o diesel, con arrancador eléctrico. Están montadas sobre un chasis de acero, provisto de tres llantas neumáticas. Cuentan con dos tambores, uno con capacidad para enrollar 304 m con un cable de acero de 13 mm, y otro para enrollar 152 m con un cable de acero de 6 mm.

Existe otro equipo semimanual llamado supersondeadora, el 'cual introduce automáticamente las varillas giratorias en el interior de la tubería a través de una manguera de hule con acero reforzado.

7.2.1.2 Desazolve con equipo hidroneumático

Para el desazolve con este sistema, se emplea un camión provisto de tanques de agua, tanques de Iodos, tubos de succión y conectores. Para su operación cuenta con un sistema eléctrico, microfiltro, sello de vacío, bomba de desplazamiento positivo (soplador), bombas de agua de triple émbolo, bombas de vacío con válvulas de alivio de presión, toma de fuerza de eje dividido, sistema de drenaje automático y seguros hidráulicos.

Para el desazolve de las tuberías, se introduce la manguera de! equipo por un pozo de visita, y en seguida, se lanza el chorro de agua a alta presión para remover el taponamiento que obstruye el flujo de aguas negras. El Iodo resultante se extrae por medio del tubo de succión colocado en el mismo pozo o en otro que esté aguas abajo. Dependiendo del equipo utilizado, los Iodos se pueden bombear al tanque de Iodos del mismo camión, o retirarlos del lugar por medio de palas, carretillas o cubetas.

Tabla 7.1 Dimensiones de zanjas de acuerdo a tipo de tubería

DIÁMETRO NOMINAL	TIPO DE TUBERÍA																				
	ANCHO							PLANTILLA							COLCHÓN MÍNIMO						
	C.S.	C.R.	F.C.	PVC S.I.	PVC S.M.	PVC P.E.	P.E. A.D.	C.S.	C.R.	F.C.	PVC S.I.	PVC S.M.	PVC P.E.	P.E. A.D.	C.S.	C.R.	F.C.	PVC S.I.	PVC S.M.	PVC P.E.	P.E. A.D.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
10	60			60			30	10			15			10	90			90			60
11					60							15							90		
15	70		60	60			35	10		10	15			10	90		90	90			60
16					60	60						15	15						90	80	
20	75		65	60	60	60	40	10		10	15	15	15	10	90		90	90	90	80	60
25	80		70	65	65	65	45	10		10	15	15	15	10	90		90	90	90	80	60
30	85	85	75	70			50	10	10	10	15			10	90	90	90	90			60
31.5					70	70						15	15						90	80	
35			85				55			10				10			90				60
37.5				80							15							90			
38	95	95						10	10						90	90					
40			90		80		55			10		15		10			90		90		60
45	110	110	100	85			65	10	10	10	15			10	90	90	110	90			60
50			110		90		70			10	15	15		10			110		100		60
52.5				90							15							100			
55							75							10							60
60	130	130	120	100			80	13	13	10	15			10	100	100	110	100			60
63					105							15							100		
65							85							10							60
70							90	14	14					10							60
75			145							10				10			110				
76	150	150													100	100					
80							100							10							60
81							100							10							60
85							110							10							60
90			170				115			10				10			110				60
91		170							15							100					
100			185							15							110				
107		190							17							100					
110			200							15							110				
120			215							15							110				
122		210							20							100					
130			230							15							150				
140			240							15							150				
150			250							15							150				
152		250							23							130					
160			260							15							150				
170			270							15							150				
180			280							15							150				
183		280							27							130					
190			290							15							150				
200			305							15							150				
213		320							30							150					
244		350							34							150					

NOTAS:
C.S. = CONCRETO SIMPLE
C.R. = CONCRETO REFORZADO
F.C. = FIBROCEMENTO
PVC S.I. = POLI(CLURURO DE POLIVINILO) SERIE INGLESA
PVC S.M. = POLI(CLURURO DE POLIVINILO) SERIE METRICA
PVC P.E. = POLI(CLURURO DE POLIVINILO) PARED ESTRUCTURADA
P.E.A.D. = POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

ANEXO 1

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

II.- Consideraciones de proyecto:

a.- La velocidad mínima en el sifón será de 1.20 m/s (Velocidad entre secciones 3 y 4)

b.- El diámetro mínimo de diseño de los conductos del sifón será de 20 cm.

c.- En el caso de que el gasto requiera un tubo de 20 cm se acepta como velocidad mínima 0.60 m/s.(Velocidad entre secciones 3 y 4)

d.- Se emplearán 3 conductos para conducir los gastos de proyecto.

e.- El primer tubo tendrá capacidad para conducir el gasto mínimo de proyecto.

f.- El segundo tubo tendrá capacidad para conducir el gasto máximo instantaneo menos el gasto mínimo.

g.- El tercer tubo tendrá capacidad para conducir el gasto máximo extraordinario menos el gasto máximo instantáneo.

II.- Gastos de Diseño:

Gasto Mínimo	=	35.85 l/s
Gasto Medio	=	71.69 l/s
Gasto Máx.Inst	=	175.89 l/s
Gasto Máx.Prev.	=	263.84 l/s
n	=	0.014
Cota Entrada	=	12.60 msnm
Longitud tubos	=	23.00 m

Determinación de los tirantes en el sifón de la salida a la entrada

III.- Diseño del tubo del sifón que trabajará a gasto mínimo.

Gasto mínimo = 35.85 l/s

Aplicando el Teorema de Bernoulli de la sección 1 a la 6

III.1.-De la sección 2 a la 1

$d_2 + hv_2 = z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts}$

h_{ts} = pérdida en la transición de salida

$h_{ts} = (0.20)\ D\ h_v$

Búsqueda por palabra

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

Long.transición = 1.50 m

S = -0.060

$Elev_1$= 12.60 msnm

$Elev_2$ = 12.51 msnm

Z_1 = 0.09 m

d_1 = 0.174 m régimen establecido tubería de 76 cm.

v_1 = 0.4613439 mIs régimen establecido tubería de 76 cm.

hv_1 = 0.010848 m

$h_{ts} = 0.20 (hv_1 - hv_2) =$ 0.002988 m

Suponiendo

f = 0.20 m dato

d_2 = 0.252 m dato

a_2 = 0.050 m2

v_2 = 0.7113095 m

hv_2 = 0.025788 m

comparando

$d_2 + hv_2$ = z, +d_1 + hv, + hts

0.278 0.278

Tirante en el sifón = (d_3) (cos q)

q = ángulo de salida de la tubería del sifón = 22° 30'

Tirante en sifón = 0.2164784 m (Entrada a 22° 30')

% de ahogamiento= (d_2 - Tirante sifón) I Tirante sifón

% de ahogamiento 16% > 10% BIEN

III.2.-De la sección 3 a la 2

$d_3 + hv_3 + p_3 / w = d_2 + hv_2 + h_s$

h_s = pérdida por salida

h_s = (0.20) (D hv)

$Elev._3$ = 12.51 msnm

d_3 = 0.20 m

v_3= 1.1411383 mis

hv_3 = 0.0663709 m

d_2 = 0.252 m

hv_2= 0.025788 m

hs = 0.0081166 m

p_3 / w = 0.020 m

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

III.3.-De la sección 4 a la 3

$z_4 + d_4 + hv_4 + p_4 / w = d_3 + hv_3 + p_3 / w + h_f + h_c + h_{ti}$

ht_i= Pérdida transición interior
ht_i =(0.10) (hv_3)

Elev.$_4$ =	12.93 msnm		
d_4	=	d_3	
hv_4	=	hv_3	
z_4	=	0.42 m dato	
L	=	23 m dato	
h_f	=	$10.34\ n^2\ (L\ Q^2 / d^{16/3})$	
h_f	=	0.32 m	
h_e	=	0.080 m	
h_{tis}	=	0.000 m	Trans Int salida
h_{tie}	=	0.0066371 m	Trans Int entrada

p_4 /w= 0.0057715 m

III.4.- De la sección 5 a la 4

$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_4 / w + h_e$
h_e = pérdida entrada

h_e	=	(0.10) (D hv)
d_4	=	0.20 m
hv_4	=	0.0663709 m
p_4/w	=	0.0057715 m

Suponiendo

Elev$_5$ =		12.93 msnm
f	=	0.20 m
d_5	=	0.25 m
v_5	=	0.717 m/s
hv_5	=	0.0262023 m
h_e	=	0.0040169 m

Comparando

$ds + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_4 / w + h_e$
0.276 0.276

Búsqueda por palabra

Regresar

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

III.5.-De la sección 6 a la 5

$z_e + d_e + hv_e = d_5 + hv_5 + h_{te}$
H_{te} = pérdida transición exterior
H_{te} = (0.50) (D hv)
d_s = 0.25 m
hv_5 = 0.0262023 m
h_{te} = 0.0076771 m

$Elev_6$ = 13.029 msnm
z_6 = 0.099 m dato
d_6 = 0.174 m régimen establecido tubería de 76 cm.
v_6 = 04613439 mIs régimen establecido tubería de 76 cm.
hv_6 = 0.010848 m

Comparando
$z_e + d_e + hv_e = d_5 + hv_5 + h_{te}$
0.284 0.284

III.6.- Resumen de pérdidas

h_{te} = Trans.entrada = 0.0076771 m
h_e = Entrada = 0.0040169 m
h_{tie} = Trans. int. entrada = 0.0066371 m
h_f = Fricción = 0.320 m
he = Codos = 0.079645 m
htis = Trans. int. salida = 0 m
hs = Salida = 0.0081166 m
hts = Trans. ext. salida= 0.002988 m

S h = 0.4290364 m
Carga disponible = 0.429 m

III.7.-De la sección 6 a la 1

$z + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + Sh$
z = 0.429 m
d_6 = 0.174 m
hv_6 = 0.010848 m
d_1 = 0.174 m
hv_1 = 0.010848 m
Sh = 0.4290364 m

Comparando
$z + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + S h$
0.614 0.614

Búsqueda por palabra

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

IV.- Diseño del tubo del sifón que trabajará a gasto máximo instantáneo menos gasto mínimo.

Gasto máximo instantáneo = 175.89 l/s
Gasto mínimo = 35.85 l/s
Gasto de diseño = 140.04 l/s

Aplicando el Teorema de Bernoulli de la sección 1 a la 6

IV.1.- De la sección 2 a la 1

$d_2 + hv_2 = z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts}$
h_{ts} = pérdida en la transición de salida
h_{ts} = (0.20) D hv

Long. transición = 1.50 m
S = -0.060
$Elev_1$ = 12.60 msnm
$Elev_2$ = 12.51 msnm
Z_1 = 0.09 m
d_1 = 0.407 m régimen establecido tubería de 76 cm
v_1 = 0.713 m/s régimen establecido tubería de 76 cm.
hv_1 = 0.0258877 m
h_{ts} = 0.20 (hv_1 - hv_2) =0.0016054 m

Suponiendo

f = 0.35 m
d_2 = 0.491 m
a_2 = 0.172 m^2
v_2 = 0.816 m
hv_2 = 0.034 m

Comparando

$d_2 + hv_2 = z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts}$
0.524 0.524

Tirante en el sifón = (d_3)(cos q)
q =ángulo de salida de la tubería del sifón =22° 30'
Tirante en sifón = 0.379 m (Entrada a 22° 30')
% de ahogamiento= (d_2 -Tirante sifón) / Tirante sifón
% de ahogamiento 29% > 10% BIEN

Búsqueda por palabra

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

IV.2.- De la sección 3 a la 2

$d_3 + hv_3 + p_3 / w = d_2 + hv_2 + h_s$
h_s = pérdida por salida
h_s = (0.20) (D hv)
$Elev_3$ = 12.51 msnm
d_3 = 0.35 m
v_3 = 1.456 m/s
hv_3 = 0.108 m
d_2 = 0.491 m
hv_2 = 0.034 m
h_s = 0.015 m

p_3 / w = 0.081 m

IV.3.- De la sección 4 a la 3

$z_4 + d_4 + hv_4 + p_4 / w = d_3 + hv_3 + p_3 / w + h_f + h_e + h_{ti}$
h_{ti} = Pérdida transición interior
h_{ti} = (0.10) (hv_3)
$Elev_4$ = 1112.93 msnm

d_4 = d_3
hv_4 = hv_3
z_4 = 0.42 m dato
L = 23 m dato
h_f = $10.34\ n^2\ (L\ Q^2 / d^{16/3})$
h_f = 0.25 m
h_e = 0.130 m
h_{tis} = 0.000 m Trans. int. salida
h_{tie} = 0.0107982 m Trans. int. entrada

p_4 / w = 0.049 m

IV.4.- De la sección 5 a la 4

$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_4 / w + h_e$
h_e = pérdida entrada
h_e = (0.10) (D h_v)
d_4 = 0.35 m
hv_4 = 0.018 m
P_4 / w = 0.049 m

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

Suponiendo

$Elev_5$ = 12.93 msnm
f = 0.35 m
d_5 = 0.478 m
v_5 = 0.837 m/s
hv_5 = 0.036 m
h_5 = 0.007 m

Comparando

$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_4 / w + h_e$
0.514 0.514

IV.5.- De la sección 6 a la 5

$z_6 + d_6 + hV_6 = d_s + hv_s + h_{te}$

h_{te} = pérdida transición exterior
h_{te} = (0.50) (D hv)
d_s = 0.478 m
hv_5 = 0.036 m
h_{te} = 0.005 m
$Elev_6$ = 13.016 msnm
z_6 = 0.086 m dato
d_6 = 0.407 m régimen establecido tubería de 76 cm.
v_6 = 0.713 m/s régimen establecido tubería de 76 cm.
hv_6 = 0.026 m

Comparando

$z_6 + d_6 + hV_6 = d_s + hv_s + h_{te}$
0.519 0.519

IV.6.- Resumen de pérdidas

h_{te} = Trans.entrada = 0.005 m
h_e = Entrada=0.007 m
h_{tie} = Trans.int. entrada = 0.011 m
hf = Fricción = 0.247 m
he = Codos = 0.130 m

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

htis = Trans. int. salida=0.000 m
hs = Salida=0.015 m
hts = Tran.extsalida=0.002 m
S h = 0.416 m

Carga disponible = 0.416 m

IV.7.- De la sección 6 a la 1

$z + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + S\ h$

z = 0.416 m
d_6 = 0.407 m
hv_6 = 0.026 m
d_1 = 0.407 m
hV_1 = 0.026 m
S h = 0.416 m

Comparando

$z + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + S\ h$

0.849 0.849

V.-Diseño del tubo del sifón que trabajará a gasto máximo extraordinario menos gasto máximo instantáneo.

Gasto máximo extraordinario = 263.84 l/s
Gasto máximo instantáneo = 175.89 l/s
Gasto de diseño = 87.95 l/s

Aplicando el Teorema de Bernoulli de la sección 1 a la 6

V.1.- De la sección 2 a la 1

$d_2 + hv_2 = z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts}$

h_{ts} = pérdida en la transición de salida
h_{ts} = (0.20) D hv

Búsqueda por palabra

Regresar

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

Long.transición = 1.50 m
S = -0.060
$Elev_1$ = 12.60 msnm
$Elev_2$ = 12.51 msnm
Z_1 = 0.09 m
d_1 = 0.534 m régimen establecido tubería de 76 cm.
v_1 = 0.777 mis régimen establecido tubería de 76 cm.
hv_1 = 0.031 m
h_{ts} = 0.20 (hv_1 - hv_2) =0.004 m

Suponiendo
f = 0.30 m
d_2 = 0.6485 m
a_2 = 0.195 m^2
v_2 = 0.452 m
hv_2 = 0.010 m

Comparando
$d_2 + hv_2 = z_1 + d_1 + hv_1 + h_{ts}$
0.659 0.659

Tirante en el sifón = (d_3)(cos q)
q =ángulo de salida de la tubería del sifón = 22° 30'
Tirante en sifón = 0.325 m (Entrada a 22° 30)
% de ahogamiento= (d_2 -Tirante sifón) I Tirante sifón
% de ahogamiento 100% > 10% BIEN

V.2.- De la sección 3 a la 2

$d_3 + hV_3 + P_3 / w = d_2 + hV_2 + h_s$
h_s = pérdida por salida
h_s = (0.20) (D hv)

$Elev_3$ = 12.51 msnm
d_3 = 0.30 m
v_3 = 1.244 m/s
hv_3 = 0.079 m
d_2 = 0.649 m
hv_2 = 0.010 m
hs = 0.014 m
p_3 / w = 0.294 m

Búsqueda por palabra

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

V.3.- De la sección 4 a la 3

$z_4 + d_4 + hv_4 + p_4 / w = d_3 + hV_3 + p_3 / w + h_f + he + h_{ti}$

h_{ti} = Pérdida transición interior

hti = (0.10) (hv_3)

$Elev_4$	=	12.93 msnm	
d_4	=	d_3	
hv_4	=	hv_3	
v_4	=	0.42 m	dato
L	=	23 m	dato
hf	=	$10.34\ n^2\ (LQ^2 / d^{16/3})$	
hf	=	0.22 m	
h_e	=	0.095 m	
h_{tis}	=	0.000 m	Trans.int. salida
h_{tie}	=	0.008 m	Trans.int. entrada
P_4 / w	=	0.198 m	

V.4.- De la sección 5 a la 4

$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_{41}\ w + h_e$

h_e	=	pérdida entrada
h_e	=	(0.10) (D hv)

d_4	=	0.30 m
hv_4	=	0.079 m
p_4 / w	=	0.198 m

Suponiendo

$Elev_5$	=	12.93 msnm
f	=	0.30 m
d_5	=	0.5698 m
V_s	=	0.515 mis
hv_5	=	0.013 m
h_e	=	0.007 m

Comparando

$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + p_{41}\ w + h_e$

0.583

V.5.- De la sección 6 a la 5

$z_6 + d_6 + hV_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$

EJEMPLO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

h_{te} = pérdida transición exterior
h_{te} = (0.50) (D hv)

d_s = 0.5698 m
hv_s = 0.013 m
h_{te} = 0.009 m

$Elev_6$ = 12.9572 msnm

v_6 = 0.0272 m dato
d_6 = 0.534 m régimen establecido tubería de 76 cm.
v_6 = 0.777 mis régimen establecido tubería de 76cm.
hv_6 = 0.031 m

Comparando

$z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$
0.5919 0.5919

V.6.- Resumen de pérdidas

h_{te} = Trans. entrada=0.009 m
h_e = Entrada=0.007 m
h_{tje} = Trans. int. entrada=0.008 m
h_f = Fricción=0.222 m
h_e = Codos=0.095 m
h_{tis} = Tran. int. salida=0.000 m
h_s = Salida=0.014 m
h_{ts} = Trans. ext. salida=0.004 m
S h = 0.357 m

Carga disponible = 0.357 m

V.7.- De la sección 6 a la 1
$Z + d_6 + hV_6 = d_1 + hV_1 + S\ h$

z = 0.357 m
d_6 = 0.534 m
hv_6 = 0.031 m
d_1 = 0.534 m
hv_1 = 0.031 m
S h = 0.357 m

Comparando

$z + d_6 + hV_6 = d_1 + hV_1 + S\ h$
0.922 0.922

Búsqueda por palabra

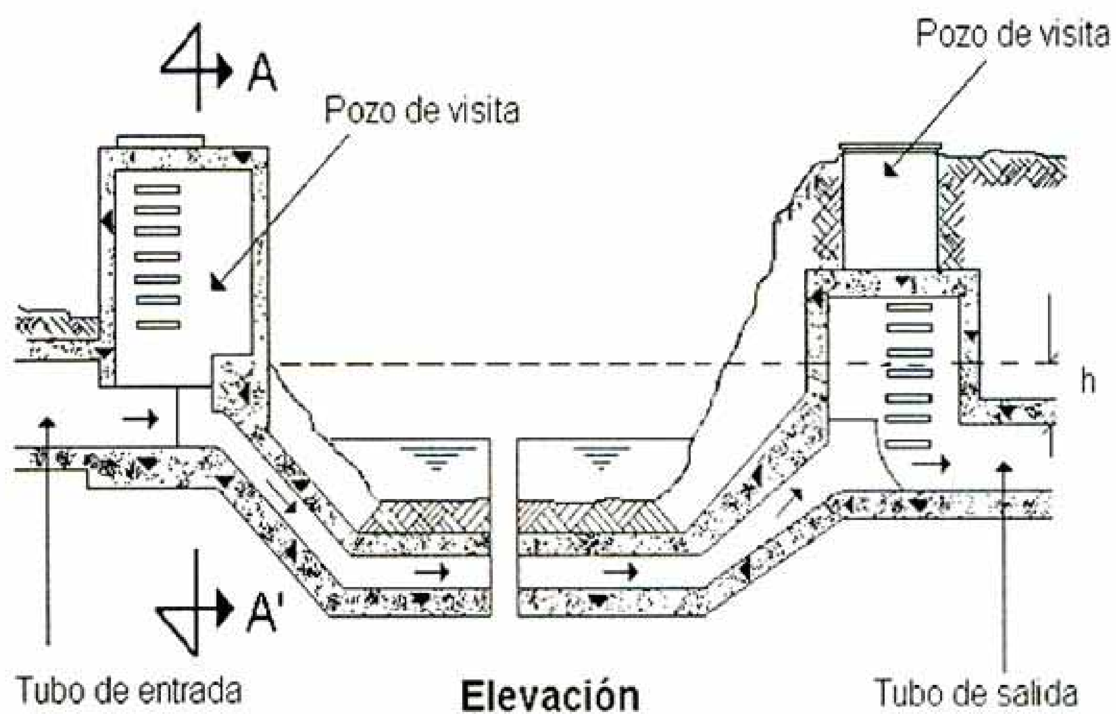
Regresar

EJEMPLO DE CALCULOO HIDRÁULICO DE SIFÓN INVERTIDO

Cuadro 1.- Régimen establecido en tubo de 76 cm de diámetro

d (m)	T (m)	T/do	Teta	Área (m^2)	Per. Mojado	S	Gasto m^3/s	diámetro (m)	v (m/s)
0,174	0,639	0,840	114	0,078	0,758	4E-04	0,0361	0,760	0,461
0,407	0,758	0,997	172	0,247	1,248	4E-04	0,1763	0,760	0,713
0,534	0,695	0,914	132	0,341	1,511	4E-04	0,2645	0,760	0,777
0,249	0,713	0,939	140	0,129	0,926	4E-04	0,0729	0,760	0,564

Regresar



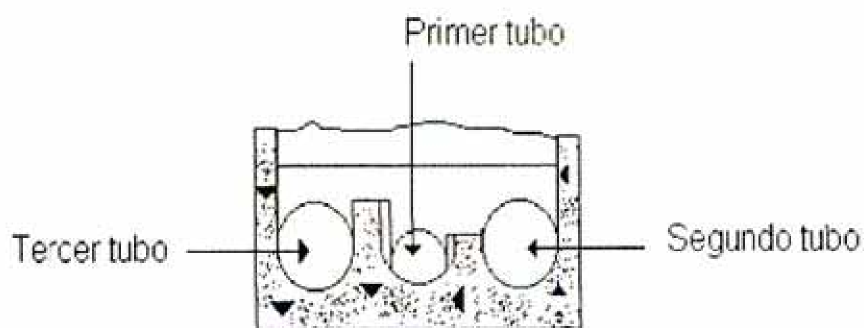


Figura 1 Sifón invertido

Tabla de conversión de unidades de medida al Sistema Internacional de Unidades (SI)

OTROS SISTEMAS DE UNIDADES			SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)	
			SE CONVIERTE A	
UNIDAD	**SÍMBOLO**	**MULTIPLICADO POR**	**UNIDAD**	**SÍMBOLO**
LONGITUD				
Pie	pie, ft.,‘	0.3048	metro	m
Pulgada	plg., in, “	25.4	milímetro	mm
PRESIÓN/ ESFUERZO				
Kilogramo fuerza/cm^2	kg_f/cm^2	98,066.5	Pascal	Pa
Libra/pulgada^2	lb/ plg^2 ,PSI	6,894.76	Pascal	Pa
Atmósfera	atm	98,066.5	Pascal	Pa
metro de agua	m H_2O (mca)	9,806.65	Pascal	Pa
Mm de mercurio	mm Hg	133.322	Pascal	Pa
Bar	bar	100,000	Pascal	Pa
FUERZA/ PESO				
Kilogramo fuerza	kg_f	9.8066	Newton	N
MASA				
Libra	lb	0.453592	kilogramo	kg
Onza	oz	28.30	gramo	g
PESO VOLUMÉTRICO				
Kilogramo fuerza/m^3	kg_f/m^3	9.8066	N/m^3	N/m^3
Libra /ft^3	lb/ft^3	157.18085	N/m^3	N/m^3
POTENCIA				
Caballo de potencia, Horse Power	CP, HP	745.699	Watt	W
Caballo de vapor	CV	735	Watt	W
VISCOSIDAD DINÁMICA				
Poise	μ	0.01	Mili Pascal segundo	mPa.s
VISCOSIDAD CINEMÁTICA				
Viscosidad cinemática	v	1	Stoke	m^2/s (St)
ENERGÍA/ CANTIDAD DE CALOR				
Caloría	cal	4.1868	Joule	J
Unidad térmica británica	BTU	1,055.06	Joule	J
TEMPERATURA				
Grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	Grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s^2

Búsqueda por palabra